CUARTA EDICIÓN

TOMO II

Manual del Ingeniero Civil

FREDERICK S. MERRITT
M. KENT LOFTIN
JONATHAN T. RICKETTS

Ingeniería Civil

Actualización completa de los principios y técnicas de la guía definitiva de la ingeniería civil

CUARTA EDICIÓN

Manual del Ingeniero Civil

Ahora revisada y actualizada con la información más reciente, la cuarta edición de esta referencia durante mucho tiempo establecida es el libro más autorizado y completo de los principios y técnicas para la efectiva práctica de la ingeniería civil.

La nueva edición de esta obra contiene cientos de cambios significativos en diseño, construcción, materiales y equipo; incluye:

- Cambios en los códigos de ACI, ASTM y AISC
- Nuevas especificaciones para la construcción con madera
- Las más recientes regulaciones de la EPA y OSHA
- Cambios de diseño del pavimento en carreteras y aeropuertos
- Cobertura amplia de ingeniería portuaria
- Información adicional de recursos acuíferos
- Técnicas recientes de modelación

Encontrará también métodos nuevos para pruebas no destructivas de pilotes y aplicaciones de geosintética... técnicas últimas de diseño de factor de carga y resistencia de aceros estructurales... secciones más completamente actualizadas sobre diseño de sistemas, ingeniería del valor... revisiones por gente relacionada con el ramo... y mucho más.

Ilustrada con más de 700 gráficas útiles, la cuarta edición de esta referencia indispensable, proporciona soluciones simplificadas para los muchos problemas prácticos que el lector encara en su trabajo cotidiano de ingeniería civil.

9 "789701" 022566"

ISBN:970-10-2256-4

Diseño de portada: Catherine Lau Hunt
Fotografía de portada:© Jim Zuckerman/Westlight

McGraw-Hill Interamericana Editores, S.A. de C.V.

A Subsidiary of The McGraw-Hill Companies

MANUAL DEL INGENIERO CIVIL

Cuarta Edición
(Tercera edición en español)

Frederick S. Merritt Editor
Consulting Engineer
West Palm Beach, Florida

M. Kent Loftin Editor
Chief Civil Engineer
South Florida Water Management District
West Palm Beach, Florida

Jonathan T. Ricketts Editor
Consulting Engineer
Palm Springs, Florida

TRADUCCIÓN Y REVISIÓN TÉCNICA
Eduardo Ramírez Grycuk

COLABORADORES
José de la Cera Alonso
Ingeniero Civil
José Hernán Pérez Castellanos
Ingeniero Industrial
Jorge Humberto Romo Muñoz
Ingeniero en Electrónica

McGraw-Hill

MÉXICO • BUENOS AIRES • CARACAS • GUATEMALA • LISBOA • MADRID
NUEVA YORK • SAN JUAN • SANTAFÉ DE BOGOTÁ • SANTIAGO • SÃO PAULO
AUCKLAND • LONDRES • MILÁN • MONTREAL • NUEVA DELHI • SAN FRANCISCO
SINGAPUR • ST. LOUIS • SIDNEY • TORONTO

La información contenida en este trabajo ha sido obtenida por The McGraw-Hill Companies, Inc. procedente de fuentes dignas de crédito. No obstante, ni McGraw-Hill ni los autores garantizan la exactitud o perfección de la información publicada. Ni McGraw-Hill ni los autores serán responsables de cualquier error, omisión o daño ocasionado por el uso de esta información. Este trabajo se publica con el reconocimiento expreso de McGraw-Hill y de los autores, éstos están proporcionando información, pero no tratando de prestar ningún tipo de servicio profesional o técnico. Si tal servicio fuera necesario, dirijase a un profesional adecuado para tal fin.

Gerente de producto: Mario Alberto Bernal
Supervisor editorial: Eduardo Mendoza Tello
Supervisor de producción: Juan José García
Supervisor de diseño de portada: Alfredo Guillén

MANUAL DEL INGENIERO CIVIL

Prohibida la reproducción total o parcial de esta obra,
por cualquier medio, sin autorización escrita del editor

DERECHOS RESERVADOS© 1999, respecto a la tercera edición en español por
McGRAW-HILL/INTERAMERICANA EDITORES, S. A. DE C. V.
Una División de The McGraw-Hill Companies, Inc., U. S. A.
Cedro Núm. 512, Col. Atlampa
Delegación Cuauhtémoc
C. P. 06450, México, D. F.
Miembro de la Cámara Nacional de la Industria Editorial Mexicana,
Reg. Núm. 736

ISBN 970-10-2254-8 Obra completa, 2 tomos (México, Centroamérica, Puerto Rico y Cono Sur)
ISBN 970-10-2255-6 Tomo I
ISBN 970-10-2256-4 Tomo II

ISBN 970-10-2249-1 Obra completa, tomo único (España)

ISBN 970-10-2250-5 Obra completa, 3 tomos (Colombia, Venezuela y Chile)
ISBN 970-10-2251-3 Tomo I
ISBN 970-10-2252-1 Tomo II
ISBN 970-10-2253-X Tomo III

Translated from fourth English edition of
STANDARD HANDBOOK FOR CIVIL ENGINEERS
Copyright© MCMXCVI by McGRAW-HILL, INC., U. S. A.

ISBN 0-07-041597-8

4567890123 I.O.-99 09876532104

Impreso en México Printed in Mexico

Esta obra se terminó de
imprimir en Abril del 2004 en
Programas Educativos S.A. de C.V.
Calz. Chabacano No. 65-A
Col. Asturias C.P: 06850 México, D.F.
Empresa certificada por el Instituto Mexicano
de Normalización y Certificacion A.C. bajo la
Norma ISO-9002,1994/NMX-CC-04: 1995 con
el núm. de registro RSC-048 y bajo la Norma
ISO-14001:1996/SAA-1998, con el núm. de
registro RSAA-003

Contenido

Colaboradores xxiii

Acerca de los editores xxv

Prólogo xxvii

Sección 1. Diseño de sistemas *por Frederick S. Merritt* 1.1

1.1 Normas generales para el desempeño de la profesión de ingeniero civil/ *1.1*
1.2 Sistemas / *1.2*
1.3 Análisis de sistemas / *1.3*
1.4 Metas, objetivos y criterios/ *1.4*
1.5 Restricciones y normas / *1.4*
1.6 Costos de construcción / *1.5*
1.7 Modelos / *1.5*
1.8 Optimización/ *1.6*
1.9 Procedimiento para el diseño de sistemas/ *1.8*
1.10 Ingeniería económica / *1.11*
1.11 Comparaciones económicas de sistemas alternativos / *1.15*
1.12 Administración de riesgo/ *1.17*

Sección 2. Administración del trabajo de diseño *por Frank Muller* 2.1

2.1 ¿En dónde se emplean los ingenieros civiles? / *2.1*
2.2 Formas de organización de ingenieros asesores / *2.3*
2.3 Clientes de los servicios de ingeniería / 2.5
2.4 Alcance de los servicios de ingeniería / 2.6
2.5 Selección de asesores / *2.8*
2.6 Contratos y honorarios por servicios de diseño / *2.9*
2.7 Administración del diseño de un proyecto/ *2.11*
2.8 Métodos y normas de proyecto/ *2.12*
2.9 Control de calidad del proyecto/ *2.13*
2.10 Programación del diseño/ *2.13*
2.11 Control de producción/ *2.14*
2.12 Organización interna de una empresa de diseño/ *2.14*
2.13 Asociaciones profesionales / *2.19*

Sección 3. Especificaciones *por Ted E. Robbins* 3.1

3.1 Composición de especificaciones/ *3.1*
3.2 Documentos de contrato y procedimientos para contratar/ 3.2
3.3 Tipos de contratos / *3.4*
3.4 Especificaciones estándar / *3.6*
3.5 Especificaciones maestras / *3.6*
3.6 Disposiciones generales de las especificaciones / *3.7*
3.7 Especificaciones técnicas / *3.12*
3.8 Publicaciones y adjudicaciones de contratos / *3.16*
3.9 Redacción de las especificaciones: estilo y forma / *3.18*
3.10 Procesamiento automatizado de palabras de especificaciones/ 3.22

3.11 Ejemplo de una especificación estándar y su modificación mediante una disposición especial / *3.22*
3.12 Ejemplo de una especificación técnica completa / *3.24*
3.13 Cualidades de los ingenieros que elaboran especificaciones/ *3.29*

Sección 4. Administración de construcciones *por Jonathan T. Ricketts* **4.1**

4.1 Labores de una administración de construcciones / *4.2*
4.2 Organización de las firmas de la construcción/ *4.3*
4.3 Naturaleza e importancia de una propuesta / *4.9*
4.4 Contratos principales / *4.9*
4.5 Subcontratos / *4.10*
4.6 Investigaciones y observaciones en el sitio antes de licitación/ 4.12
4.7 Estimación de costos de construcción / *4.12*
4.8 Teneduría de libros y contabilidad / *4.17*
4.9 Programación de un proyecto/ *4.19*
4.10 Papel del gerente de proyecto / *4.25*
4.11 Papel del superintendente de campo / *4.27*
4.12 Órdenes de compra / *4.27*
4.13 Seguridad en el trabajo / *4.28*
4.14 Órdenes de cambio / *4.28*
4.15 Reclamaciones y litigios / *4.29*
4.16 Seguros / *4.29*
4.17 Fianzas/ *4.33*

Sección 5. Materiales para construcción *por L. Reed Brantley y Ruth T. Brantley* **5.1**

Materiales cementosos

5.1 Tipos de materiales cementosos/ *5.1*
5.2 Cementos portland / *5.2*
5.3 Otros tipos de cementos hidráulicos / *5.4*
5.4 Morteros y lechadas / *5.9*
5.5 Tipos de concreto/ *5.11*
5.6 Concretos de cemento portland / *5.12*
5.7 Refuerzo de fibras para concreto/ *5.23*
5.8 Concreto de polímeros / *5.24*
5.9 Concreto bituminoso y otros compuestos de asfalto/ *5.24*
5.10 Referencias sobre materiales cementosos / *5.25*

Materiales metálicos

5.11 Deformación de los metales / *5.26*
5.12 Mecanismos para reforzar los metales / *5.27*
5.13 Aceros estructurales/ *5.29*
5.14 Láminas y perfiles de acero para aplicaciones estructurales / 5.44
5.15 Cable de acero para aplicaciones estructurales / *5.45*
5.16 Aleaciones de aluminio/ *5.46*
5.17 Aleaciones de base de cobre / *5.49*
5.18 Compuestosmetálicos de alta calidad / *5.51*
5.19 Referencias de metales/ *5.52*

Unidades de albañilería y losetas

5.20 Unidades de hormigón para mampostería / *5.52*
5.21 Ladrillos de arcilla o pizarra / *5.53*

5.22 Losetas de arcilla estructural / *5.53*
5.23 Losetas de cerámica/ *5.53*
5.24 Terracota estructural / *5.55*
5.25 Albañilería de piedra / *5.55*

Materiales orgánicos

5.26 Madera / *5.58*
5.27 Plásticos / *5.61*
5.28 Elastómeros o hules sintéticos / *5.66*
5.29 Materiales geosintéticos / *5.67*
5.30 Referencia de materiales orgánicos/ *5.69*

Sellos de juntas

5.31 Compuestos de calafateo/ *5.70*
5.32 Selladores/ *5.70*
5.33 Juntas de empaque/ *5.71*
5.34 Referencias de sellos de junta/ *5.71*

Pinturas y otros recubrimientos

5.35 Pinturas/ *5.71*
5.36 Acabados comerciales/ 5.72
5.37 Recubrimientos industriales/ *5.72*
5.38 Secadores, adelgazadores y pigmentos para pinturas/ *5.73*
5.39 Referencias de pinturas y recubrimientos/ *5.74*

Materiales compuestos

5.40 Tipos de materiales compuestos/ *5.74*
5.41 Sistemas matriciales / *5.75*
5.42 Sistemas emparedados / 5.75
5.43 Materiales compuestos de filamento continuo/ 5.75
5.44 Laminados de alta presión/ *5.76*
5.45 Caucho laminado / *5.77*
5.46 Referencias de materiales compuestos / *5.77*

Influencias ambientales

5.47 Efectos térmicos / 5.77
5.48 Corrosión y oxidación/ *5.78*
5.49 Control de degradación y prevención/ *5.79*
5.50 Irradiación / *5.81*
5.51 Referencias de influencias ambientales / *5.82*

Sección 6. Teoría estructural *por Frederick S. Merritt* **6.1**

6.1 Integridad estructural / *6.1*

Equilibrio

6.2 Tipos de cargas / *6.2*
6.3 Equilibrio estático / *6.3*

Esfuerzo y deformación

6.4 Esfuerzo y deformación unitaria / *6.4*
6.5 Relaciones esfuerzo-deformación / *6.4*

6.6 Esfuerzo unitario constante / *6.7*
6.7 Razón de Poisson / *6.8*
6.8 Esfuerzos térmicos/ *6.8*
6.9 Esfuerzos axiales en miembros compuestos/ *6.8*
6.10 Esfuerzos en tubos y recipientes a presión / *6.9*
6.11 Energía de deformación/ *6.9*

Esfuerzos en un punto

6.12 Notación del esfuerzo/ *6.10*
6.13 Componentes de esfuerzo/ *6.11*
6.14 Esfuerzo bidimensional / *6.11*
6.15 Esfuerzos principales/ *6.12*
6.16 Esfuerzo cortante máximo en un punto/ *6.12*
6.17 Círculo de Mohr / *6.12*
6.18 Torsión/ *6.13*

Vigas rectas

6.19 Tipos de vigas / *6.15*
6.20 Reacciones / *6.16*
6.21 Fuerzas internas/ *6.17*
6.22 Diagramas de fuerza cortante/ *6.18*
6.23 Diagramas de momento flexionante / *6.18*
6.24 Relación fuerza cortante-momento flexionante / *6.20*
6.25 Cargas móviles y líneas de influencia / *6.20*
6.26 Momento flexionante máximo / *6.22*
6.27 Esfuerzos de flexión en una viga / *6.22*
6.28 Momento de inercia/ *6.23*
6.29 Módulo de sección / *6.25*
6.30 Esfuerzos cortantes en una viga/ *6.25*
6.31 Esfuerzo combinado por cortante y flexión/ *6.25*
6.32 Deflexiones en vigas/ *6.25*
6.33 Flexión asimétrica / *6.27*
6.34 Cargas combinadas axial y de flexión/ *6.29*
6.35 Carga excéntrica / *6.29*
6.36 Vigas con secciones no simétricas / *6.33*

Vigas curvas

6.37 Esfuerzos en vigas curvas/ *6.34*
6.38 Pendiente y deflexión de vigas curvas / *6.35*

Pandeo de columnas

6.39 Equilibrio de columnas / *6.35*
6.40 Curvas para columnas / *6.38*
6.41 Comportamiento de columnas reales/ *6.39*

Fundamentos de la estática gráfica

6.42 Polígonos de fuerza / *6.40*
6.43 Polígonos de equilibrio / *6.40*

Esfuerzos en armaduras

6.44 Características de las armaduras / *6.42*
6.45 Notación de Bow / *6.42*

6.46 Método de las secciones para armaduras / *6.42*
6.47 Cargas móviles en armaduras y trabes / *6.46*
6.48 Contradiagonales / *6.49*
6.49 Esfuerzos en armaduras debido a fuerzas laterales / *6.50*
6.50 Armaduras complejas / *6.52*

Métodos generales para el análisis estructural

6.51 Trabajo virtual / *6.52*
6.52 Energía de deformación / *6.53*
6.53 Método del trabajo mínimo / *6.54*
6.54 Método de la carga virtual unitaria para desplazamientos / 6.54
6.55 Teorema recíproco y líneas de influencia/ *6.57*
6.56 Métodos de superposición / *6.58*
6.57 Matrices de coeficientes de influencia / *6.59*

Vigas y marcos continuos

6.58 Momentos transportados y de empotramiento/ *6.62*
6.59 Ecuaciones pendiente-desviación / *6.67*
6.60 Distribución de momentos / *6.70*
6.61 Momentos máximos en marcos continuos/ *6.73*
6.62 Factores de influencia de momento/ *6.75*
6.63 Procedimiento para desplazamiento lateral / *6.75*
6.64 Distribución de la carga a marcos y muros de cortante/ 6.77
6.65 Vigas con esfuerzos plásticos / *6.79*

Métodos del elemento finito

6.66 Métodos de fuerzas y métodos de desplazamientos/ *6.81*
6.67 Matrices de flexibilidad y rigidez del elemento/ *6.82*
6.68 Método de los desplazamientos (o de la rigidez)/ *6.83*

Fuerzas en arcos

6.69 Arcos de tres articulaciones / *6.85*
6.70 Arcos de dos articulaciones / *6.85*
6.71 Fuerzas en costillas de arco / *6.88*

Estructuras de pared delgada (cascarones)

6.72 Análisis de cascarones/ *6.89*
6.73 Teoría de la membrana para cascarones/ *6.89*
6.74 Teoría de la flexión para cascarones / *6.90*
6.75 Esfuerzos en cascarones delgados/ *6.91*

Placas plegadas

6.76 Teoría de las placas plegadas/ *6.91*
6.77 Método Yitzhaki para placas plegadas / *6.93*

Estructuras soportadas por cables

6.78 Cables simples / *6.94*
6.79 Sistemas de cables / *6.99*

Dinámica estructural

6.80 Propiedades de los materiales bajo carga dinámica/ *6.101*
6.81 Periodo natural de vibración / *6.102*

6.82 Impacto y cargas repentinas/ *6.107*
6.83 Análisis dinámico de estructuras simples/ *6.109*
6.84 Resonancia y amortiguamiento/ *6.112*
6.85 Diseño aproximado por carga dinámica/ *6.115*

Sección 7. Ingeniería geotécnica *por Mohamad H. Hussein y Frederick S. Merritt* **7.1**

7.1 Lecciones derivadas de litigios y fallas en la construcción / *7.2*
7.2 Clasificación de suelos y rocas / *7.2*
7.3 Propiedades físicas de suelos/ *7.9*
7.4 Parámetros índice de suelos / *7.9*
7.5 Proyección de propiedades de suelos/ *7.10*
7.6 Investigación del sitio/ *7.16*
7.7 Condiciones peligrosas del sitio y las cimentaciones / *7.20*

Cimentaciones poco profundas

7.8 Tipos de zapatas / *7.23*
7.9 Enfoque al análisis de cimentaciones / *7.24*
7.10 Análisis de estabilidad de las cimentaciones / *7.26*
7.11 Distribución de esfuerzo bajo zapatas / *7.30*
7.12 Análisis de asentamientos en suelos cohesivos / *7.30*
7.13 Análisis de asentamientos de arena / *7.33*

Cimentaciones profundas

7.14 Aplicaciones de pilotes / *7.36*
7.15 Tipos de pilotes / *7.36*
7.16 Equipo para hincar pilotes / *7.40*
7.17 Conceptos de diseño de pilotes / *7.44*
7.18 Análisis estático y prueba de pilotes / *7.48*
7.19 Prueba y análisis dinámicos de pilotes / *7.58*
7.20 Notas de especificación de pilotes / *7.67*
7.21 Fustes colados / *7.68*

Métodos de retención para excavación

7.22 Cajones / *7.75*
7.23 Diques y bordos de tierra / *7.79*
7.24 Diques temporales para excavación/ *7.79*
7.25 Solidificación de suelos / *7.85*
7.26 Presiones laterales activas en muros de retención/ *7.87*
7.27 Presión lateral pasiva en muros de retención y anclas / 7.94
7.28 Presión vertical del suelo en tuberías / *7.97*
7.29 Métodos para drenar las excavaciones/ *7.99*

Recalzado

7.30 Procedimientos de recalce/ *7.103*
7.31 Puntales / *7.104*
7.32 Agujas y horquillas/ *7.105*
7.33 Recalzado con pozos / *7.106*
7.34 Recalzado con pilotes/ *7.106*
7.35 Métodos diversos de recalzado/ *7.108*

Mejoramiento de los suelos

7.36 Estabilización mecánica de los suelos/ *7.109*

7.37 Estabilización térmica de suelos/ *7.113*
7.38 Estabilización química de suelos/ *7.113*
7.39 Materiales geosintéticos / *7.114*

Sección 8. Diseño y construcción con concreto *por Charles H. Thornton, I. Paul Lew y Aine M. Brazil* 8.1

8.1 Propiedades importantes del concreto/ *8.1*
8.2 Concreto ligero / *8.5*
8.3 Concreto pesado / *8.6*

Fabricación del concreto estructural

8.4 Establecimiento de la proporción y mezcla del concreto / 8.6
8.5 Colocación del concreto/ *8.10*
8.6 Acabado de superficies de concreto irregulares / *8.11*
8.7 Cimbras para el concreto / *8.12*
8.8 Curado del concreto/ *8.13*
8.9 Colado del concreto en climas fríos / *8.15*
8.10 Preparación del concreto en climas cálidos/ *8.17*
8.11 Juntas para contracción y dilatación/ *8.18*
8.12 Refuerzos del acero en el concreto / *8.19*
8.13 Tendones / *8.25*
8.14 Fabricación de miembros de concreto presforzado / *8.27*
8.15 Concreto precolado / *8.31*
8.16 Construcción de losas precoladas de izar/ *8.32*

Diseño de miembros de concreto a flexión

8.17 Teoría de la resistencia última para vigas de concreto reforzado/ *8.33*
8.18 Teoría de esfuerzos de trabajo para vigas de concreto reforzado / *8.36*
8.19 Cálculos y criterios para la deflexión para vigas de concreto/ 8.37
8.20 Diseño de resistencia última de vigas rectangulares con refuerzo solamente para tensión / *8.38*
8.21 Diseño por esfuerzo de trabajo para vigas rectangulares sólo con refuerzo para tensión/ *8.44*
8.22 Cortes y puntos de doblez de varillas / *8.46*
8.23 Losas armadas en una dirección/ *8.46*
8.24 Vigas rectangulares con varillas para compresión: diseño por resistencia última / *8.47*
8.25 Vigas rectangulares con varillas para compresión: diseño por esfuerzo de trabajo / *8.48*
8.26 Diseño por resistencia última de vigas I y T / *8.50*
8.27 Diseño por esfuerzo de trabajo de vigas I y T / *8.50*
8.28 Torsión en elementos de concreto armado/ *8.52*
8.29 Losas de dos direcciones / *8.53*
8.30 Cartelas y ménsulas / *8.60*

Miembros a compresión de concreto

8.31 Refuerzo de columnas/ *8.62*
8.32 Efectos de la esbeltez de las columnas / *8.63*
8.33 Diseño de columnas por resistencia última / *8.66*
8.34 Diseño de columnas por esfuerzo de trabajo / *8.69*
8.35 Muros / *8.69*
8.36 Columnas compuestas/ *8.71*

Concreto presforzado

8.37 Principios básicos del concreto presforzado / *8.71*
8.38 Pérdidas en el presforzado / *8.72*
8.39 Esfuerzos permisibles en el concreto presforzado / *8.74*
8.40 Diseño de vigas de concreto presforzado / *8.75*

Muros de retención

8.41 Muros de gravedad de concreto/ *8.81*
8.42 Muros de contención en voladizo / *8.83*
8.43 Muros de retención de contrafuerte / *8.85*

Zapatas

8.44 Tipos de zapatas / *8.86*
8.45 Transferencia de esfuerzos de las columnas a las zapatas / 8.87
8.46 Zapatas para muros / *8.88*
8.47 Zapatas ampliadas para una sola columna / *8.89*
8.48 Zapatas combinadas / *8.91*
8.49 Zapatas ligadas o en voladizo / *8.92*
8.50 Zapatas sobre pilotes / *8.93*

Marcos y cascarones

8.51 Análisis estructural de marcos y cascarones / *8.93*
8.52 Marcos rígidos de concreto / *8.95*
8.53 Arcos de concreto/ *8.100*
8.54 Placas plegadas de concreto/ *8.100*
8.55 Cascarones de concreto/ *8.104*

Sección 9. Diseño y construcción con acero estructural *por Roger L. Brockenbrough* **9.1**

9.1 Propiedades de los aceros estructurales/ *9.1*
9.2 Resumen de aceros estructurales disponibles / *9.2*
9.3 Perfiles de acero estructural / *9.8*
9.4 Selección de aceros estructurales / *9.8*
9.5 Tolerancias para las formas estructurales / *9.9*
9.6 Especificaciones de diseño para el acero estructural / *9.9*
9.7 Métodos de diseño para acero estructural/ *9.11*
9.8 Límites dimensionales para los miembros de acero/ *9.12*
9.9 Tracción permisible en el acero / *9.13*
9.10 Esfuerzo cortante permisible en el acero / *9.15*
9.11 Compresión permisible en el acero/ *9.18*
9.12 Esfuerzos y cargas permisibles en flexión/ *9.20*
9.13 Trabes armadas/ *9.25*
9.14 Limitaciones por la deflexión / *9.31*
9.15 Consideraciones por encharcamiento en edificios/ *9.32*
9.16 Esfuerzos y cargas permisibles de apoyo/ *9.32*
9.17 Esfuerzos combinados de tensión o compresión axial y de flexión/ *9.34*
9.18 Almas bajo cargas concentradas/ *9.35*
9.19 Diseño de atiesadores bajo cargas / *9.36*
9.20 Diseño de vigas por torsión / *9.37*
9.21 Esfuerzos de viento y sísmicos/ *9.38*
9.22 Resistencia a la fatiga de las componentes estructurales / 9.38
9.23 Transferencia de carga y esfuerzos en soldaduras / *9.39*
9.24 Esfuerzos para pernos/ *9.40*

9.25 Construcción compuesta/ *9.43*
9.26 Arriostramiento / *9.49*
9.27 Elementos mecánicos para sujeción/ *9.52*
9.28 Conexiones soldadas/ *9.53*
9.29 Combinación de sujetadores/ *9.54*
9.30 Empalmes de columnas/ *9.54*
9.31 Empalmes para vigas/ *9.54*
9.32 Montaje del acero estructural/ *9.56*
9.33 Espacios libres y tolerancia para montaje de vigas / *9.59*
9.34 Protección del acero contra fuego/ *9.62*
9.35 Protección del acero contra la corrosión/ *9.65*
9.36 Empalmes con pernos en aceros estructurales sin aislar/ 9.66

Sección 10. Diseño y construcción con acero conformado en frío *por Don S. Wolford* 10.1

10.1 Fabricación de perfiles conformados en frío / *10.1*
10.2 Aceros para perfiles conformados en frío / *10.2*
10.3 Tipos de perfiles conformados en frío / *10.2*
10.4 Principios de diseño para secciones conformadas en frío / 10.3
10.5 Comportamiento estructural de elementos planos a compresión / 10.3
10.6 Elementos no reforzados sujetos a pandeo local/ *10.6*
10.7 Elementos reforzados sujetos a pandeo local/ *10.7*
10.8 Relaciones máximas entre ancho a espesor para elementos conformados en frío/ *10.10*
10.9 Esfuerzos unitarios para acero conformado en frío/ *10.10*
10.10 Vigas conformadas en frío no soportadas lateralmente/ 10.10
10.11 Carga permisible de corte en almas/ *10.11*
10.12 Elementos de compresión concéntricamente cargados / *10.11*
10.13 Esfuerzos de flexión y axiales combinados/ *10.13*
10.14 Soldadura de acero conformado en frío/ *10.13*
10.15 Soldadura de arco para acero conformado en frío/ *10.13*
10.16 Soldadura por resistencia en acero conformado en frío/ 10.17
10.17 Atornillado de elementos de acero conformados en frío/ 10.19
10.18 Pijas para la unión de elementos de calibre ligero/ *10.23*

Cubiertas para techo y pisos de acero

10.19 Tipos de cubiertas para techos de acero / *10.24*
10.20 Capacidad de carga de las cubiertas para techos de acero / 10.24
10.21 Detalles y accesorios para techos de acero/ *10.26*
10.22 Cubiertas compuestas para pisos / *10.26*
10.23 Piso celular de acero y paneles para techos / *10.27*

Vigas de acero de alma abierta

10.24 Fabricación de vigas / *10.30*
10.25 Diseño de pisos con vigas de alma abierta / *10.32*
10.26 Detalles de construcción para vigas de acero de alma abierta / *10.32*

Construcciones de acero prediseñadas y prefabricadas

10.27 Características de construcciones de acero prediseñadas / 10.32
10.28 Diseño estructural de edificios prediseñados / *10.33*

Diseño estructural de tubos de acero acanalados

10.29 Tubo de acero acanalado / *10.34*

10.30 Tubos de placa estructural / *10.35*
10.31 Diseño de alcantarillas / *10.36*

Otros tipos de construcciones ligeras de acero

10.32 Pisos de acero de peso ligero para puentes / *10.39*
10.33 Guardarriel tipo viga / *10.40*
10.34 Pared de retención tipo caja / *10.40*
10.35 Láminas de retención de acero ligero / *10.42*

Sección 11. Diseño y construcción con madera *por Maurice J. Rhude* **11.1**

11.1 Características básicas de uso / *11.2*
11.2 Valores de diseño para madera aserrada y madera para construcción/ *11.8*
11.3 Clasificación estructural de la madera / *11.10*
11.4 Factores de ajuste para valores de diseño / *11.10*
11.5 Soporte lateral de armazones de madera / *11.18*
11.6 Fabricación de elementos estructurales de madera de construcción/ *11.19*
11.7 Fabricación de piezas laminadas encoladas / *11.21*
11.8 Montajes de madera / *11.23*
11.9 Recomendaciones de diseño/ *11.25*
11.10 Elementos en tensión de madera/ *11.28*
11.11 Columnas de madera/ *11.29*
11.12 Diseño de piezas de madera en flexión/ *11.30*
11.13 Deflexión y contraflecha de vigas de madera/ *11.34*
11.14 Sustentación en elementos de madera/ *11.35*
11.15 Esfuerzos combinados en elementos de madera / *11.36*
11.16 Características de elementos mecánicos de unión/ *11.37*
11.17 Valores de diseño y factores de ajuste para herrajes de sujeción/ *11.44*
11.18 Uniones encoladas / *11.49*
11.19 Detalles de armadura estructural de madera / *11.50*
11.20 Diseño de armazones de madera/ *11.52*
11.21 Diseño de arcos de madera/ *11.56*
11.22 Cubiertas de madera de construcción/ *11.57*
11.23 Construcciones con postes redondos/ *11.59*
11.24 Paneles estructurales de madera/ *11.60*
11.25 Tratamientos para preservar la madera / *11.65*

Sección 12. Topografía *por Roy Minnick* **12.1**

12.1 Tipos de levantamientos/ *12.1*
12.2 Fuentes y organizaciones de levantamientos / *12.2*
12.3 Unidades de medición / *12.2*
12.4 Teoría de los errores / *12.3*
12.5 Cifras significativas / *12.4*
12.6 Medición de distancias / *12.4*
12.7 Nivelación / *12.6*
12.8 Control vertical / *12.9*
12.9 Brújula magnética / *12.9*
12.10 Rumbos y azimuts / *12.10*
12.11 Control horizontal / *12.11*
12.12 Estadia/ *12.13*
12.13 Levantamientos con plancheta / *12.16*
12.14 Trabajos de levantamiento topográficos / *12.18*
12.15 Posicionamiento con Satélite Doppler / *12.18*

12.16 Sistema de posicionamiento global (GPS) / *12.19*
12.17 Levantamientos inerciales / *12.20*
12.18 Fotogrametría / *12.21*
12.19 Bibliografía / *12.25*

Sección 13. Movimiento de tierras *por Charles H. Sain y G. William Quinby* **13.1**

13.1 Tipos de excavación/ *13.1*
13.2 Equipo básico para excavaciones / *13.2*
13.3 Selección del equipo básico/ *13.3*
13.4 Equipo general para excavación y compactación / *13.4*
13.5 Palas mecánicas, cucharas de arrastre, cucharones de almeja y retroexcavadoras / *13.6*
13.6 Cargadores frontales/ *13.10*
13.7 Tractores y accesorios para tractores / *13.11*
13.8 Niveladoras / *13.12*
13.9 Fórmulas para movimiento de tierras / *13.15*
13.10 Producción con niveladoras / *13.16*
13.11 Producción del *bulldozer*/ *13.18*
13.12 Tracción/ *13.19*
13.13 Estimación del tiempo de ciclo y eficiencia del trabajo/ 13.20
13.14 Diagrama de masas / *13.21*
13.15 Perforación para excavación en roca/ *13.23*
13.16 Explosivos para excavación en roca / *13.24*
13.17 Voladuras para excavación en roca / *13.26*
13.18 Control de la vibración en voladuras/ *13.32*
13.19 Compactación/ *13.36*
13.20 Dragado / *13.39*
13.21 Bibliografía de movimiento / *13.41*

Sección 14. Planeación local y regional *por William N. Lane* **14.1**

Planteamiento básico y organización de la planeación

14.1 Necesidad y justificación de la planeación / *14.1*
14.2 Niveles de planeación: a nivel vecindario, comunitario y regional/ *14.2*
14.3 Estructura y organización de las agencias de planeación / 14.3
14.4 Planteamiento básico y metodología en la planeación / *14.4*
14.5 Información pública y participación ciudadana/ *14.6*
14.6 Proyecciones y pronósticos/ *14.8*

Recursos y calidad del ambiente

14.7 Suelos, geología y características del suelo/ *14.11*
14.8 Recursos hidráulicos y abastecimiento/ *14.13*
14.9 Desagüe e inundaciones/ *14.14*
14.10 Calidad del agua y eliminación de desechos/ *14.16*
14.11 Calidad del aire/ *14.19*
14.12 Recreación al aire libre y espacios abiertos / *14.19*
14.13 Diseño y estética urbanos/ *14.21*

Planeaciónde usos de suelo

14.14 Uso de suelo para vivienda y residencial/ *14.24*
14.15 Terrenos para áreas comerciales/ *14.26*
14.16 Industria / *14.29*

14.17 Instituciones e instalaciones locales / *14.30*

Sistemas de servicios públicos y de transporte

14.18 Planeación del área de servicios / *14.32*
14.19 Planeación de sistemas de servicios públicos/ *14.34*
14.20 Planeación de los sistemas de transporte/ *14.36*

Herramientas y técnicas de implantación

14.21 Planes integrales y funcionales / *14.40*
14.22 Reglamentos de fraccionamiento y subdivisión/ *14.41*
14.23 Programas de obra y financiamiento/ *14.44*
14.24 Otros instrumentos de implementación/ *14.45*
14.25 Bibliografía / *14.45*

Sección 15. Ingeniería de edificación *por Frederick S. Merritt* **15.1**

15.1 Influencia de la planificación en el diseño de edificios / 15.1
15.2 Códigos de construcción/ *15.2*
15.3 Protección contra incendio en edificios / *15.2*
15.4 Cargas de diseño para edificios / *15.5*
15.5 Cargas factorizadas / *15.16*
15.6 Medida modular/ *15.17*
15.7 Sistemas estructurales / *15.17*
15.8 Arriostramiento para fuerzas laterales / *15.22*
15.9 Método del portal/ *15.26*
15.10 Método de viga voladiza/ *15.26*
15.11 Cubierta para pisos / *15.27*
15.12 Muros de mampostería / *15.28*
15.13 Bloques de vidrio / *15.32*
15.14 Muros de cortinas / *15.32*
15.15 Muros divisorios/ *15.35*
15.16 Ventanas/ *15.35*
15.17 Vidriado / *15.38*
15.18 Puertas / *15.41*
15.19 Cubiertas para techos / *15.48*
15.20 Tapajuntas / *15.50*
15.21 Impermeabilización / *15.51*
15.22 Escaleras / *15.55*
15.23 Escaleras eléctricas / *15.57*
15.24 Elevadores / *15.58*
15.25 Flujo de calor y aislamiento térmico / *15.61*
15.26 Prevención de condensación/ *15.62*
15.27 Calefacción/ *15.63*
15.28 Acondicionamiento de aire/ *15.67*
15.29 Ventilación / *15.72*
15.30 Energía eléctrica para edificios / *15.73*
15.31 Iluminación eléctrica para edificios / *15.75*
15.32 Instalaciones sanitarias / *15.80*
15.33 Sistemas de rociadores contra incendio/ *15.83*
15.34 Tuberías para agua caliente y fría en edificios / *15.84*
15.35 Acústica / *15.87*

Sección 16. Ingeniería de caminos *por Demetrios E. Tonias* **16.1**

16.1 Clases de caminos / *16.1*

Elementos de las secciones transversales de los caminos

16.2 Carriles de circulación/ *16.4*
16.3 Pendientes transversales de las carreteras / *16.5*
16.4 Tipos de superficies de las carreteras / *16.5*
16.5 Acotamientos / *16.6*
16.6 Guarniciones / *16.8*
16.7 Aceras / *16.9*
16.8 Barreraspara el tráfico/ *16.10*
16.9 Franja central de las carreteras / *16.14*
16.10 Orilla de la carretera/ *16.16*
16.11 Derecho de vía / *16.18*
16.12 Superelevación / *16.18*

Alineaciones de carreteras

16.13 Alineación horizontal / *16.20*
16.14 Alineación vertical/ *16.23*

Drenaje de la carretera

16.15 Frecuencia de tormentas y escurrimiento/ *16.27*
16.16 Drenaje superficial / *16.27*
16.17 Drenaje subsuperficial / *16.30*

Superficies de los caminos

16.18 Superficies no tratadas de caminos / *16.31*
16.19 Superficies estabilizadas de caminos/ *16.33*
16.20 Superficies de caminos y capas base de macadam/ *16.34*
16.21 Tratamientos superficiales / *16.35*
16.22 Pavimentos flexibles / *16.36*
16.23 Pavimentos flexibles alternativos / *16.45*
16.24 Pavimentos rígidos / *16.47*

Intersecciones e intercambios de carreteras

16.25 Intersecciones a nivel / *16.51*
16.26 Intercambios de caminos/ *16.55*

Control del tráfico y provisiones de seguridad

16.27 Dispositivos para control del tráfico/ *16.64*
16.28 Sistemas de caminos para vehículos inteligentes/ *16.66*
16.29 Alumbrado de carreteras/ *16.67*

Mantenimiento y rehabilitación de los caminos

16.30 Mantenimiento de los pavimentos de asfalto/ *16.69*
16.31 Mantenimiento de los pavimentos de concreto de cemento portland / *16.70*
16.32 Sistemas de administración del pavimento (PMS) / *16.71*

Sección 17. Ingeniería de puentes *por James E. Roberts y Steven L. Mellon* **17.1**

Consideraciones generales de diseño

17.1 Tipos de puentes / *17.1*
17.2 Especificaciones de diseño/ *17.1*
17.3 Cargas de diseño para puentes/ *17.2*
17.4 Dimensionamiento de miembros y secciones de puentes / *17.10*

Puentes de acero

17.5 Sistemas empleados para puentes de acero/ *17.10*
17.6 Calidad y esfuerzo permitidos para acero para puentes/ 17.10
17.7 Conexiones de acero en puentes/ *17.15*
17.8 Apoyos de puentes/ *17.16*
17.9 Puentes de viga roladas/ *17.16*
17.10 Puentes de trabes armadas/ *17.17*
17.11 Puentes de trabe compuesta/ *17.21*
17.12 Diseño por fatiga de los miembros del puente/ *17.22*
17.13 Puentes de piso ortotrópico / *17.23*
17.14 Puentes de armadura/ *17.29*
17.15 Puentes colgantes/ *17.32*
17.16 Puentes atirantados / *17.38*
17.17 Puentes de arco de acero/ *17.46*
17.18 Trabes de acero horizontalmente curvas / *17.48*

Puentes de concreto

17.19 Puentes de losa / *17.53*
17.20 Puentes con vigas T de concreto/ *17.56*
17.21 Puentes de trabes de caja/ *17.60*
17.22 Puentes de concreto preesforzados / *17.63*
17.23 Estribos y pilares de puentes/ *17.66*

Sección 18. Ingeniería de aeropuertos *por Richard Harding* **18.1**

18.1 Funciones de elementos de aeropuertos/ *18.1*
18.2 Clases de aeropuertos / *18.2*
18.3 Normas nacionales de aeropuertos / *18.2*
18.4 Planeación de aeropuertos/ *18.3*
18.5 Criterios de obstrucciones y libramientos para aproximaciones de aeropuertos/ *18.7*
18.6 Selección del lugar para un aeropuerto/ *18.10*
18.7 Diseño de pistas de aterrizaje y despegue/ *18.14*
18.8 Sistemas de pistas de rodaje / *18.21*
18.9 Plataformas de estacionamiento para aeronaves / *18.21*
18.10 Zonas de estacionamiento de automóviles/ *18.22*
18.11 Nivelación y drenaje de un aeropuerto/ *18.23*
18.12 Pavimentos en aeropuerto / *18.26*
18.13 Superficies sin pavimentar en aeropuertos/ *18.32*
18.14 Estabilización del suelo / *18.33*
18.15 Edificios de una terminal aérea / *18.33*
18.16 Caminos de acceso / *18.37*
18.17 Hangares / *18.38*
18.18 Edificios de carga y servicio/ *18.39*
18.19 Alumbrado de un aeropuerto/ *18.39*

18.20 Fuente de energía eléctrica del aeropuerto/ *18.42*
18.21 Señalización de un aeropuerto / *18.43*
18.22 Sistemas de combustible/ *18.43*
18.23 Control de tráfico aéreo/ *18.44*
18.24 Helipuertos / *18.46*
18.25 Puertos STOL / *18.51*

Sección 19. Ingeniería de ferrocarriles *por Donald L. McCammon* **19.1**

19.1 Glosario/ *19.1*
19.2 Sistemas de transporte por vías férreas / *19.8*
19.3 Análisis de costo-beneficio de sistemas de transporte/ 19.16
19.4 Selección de ruta / *19.17*
19.5 Colocación de vías / *19.20*
19.6 Ubicación y características de las estaciones / *19.22*
19.7 Terminales de pasajeros/ *19.25*
19.8 Terminales de carga / *19.26*
19.9 Curvas horizontales / *19.28*
19.10 Curvas verticales / *19.32*
19.11 Construcción de vías / *19.33*
19.12 Rieles y sus accesorios / *19.37*
19.13 Cambiavías y cruces / *19.42*
19.14 Alcantarillas, viaductos y puentes / *19.48*
19.15 Carros y locomotoras para carga y pasajeros / *19.48*
19.16 Requisitos de corriente eléctrica para trenes / *19.54*
19.17 Control de trenes / *19.57*
19.18 Comunicaciones en la operación del tren/ *19.60*
19.19 Conservación de vías / *19.60*

Sección 20. Ingeniería de túneles *por John O. Bickel* **20.1**

20.1 Glosario / *20.1*
20.2 Gálibos para túneles / *20.2*
20.3 Alineación y pendientes para túneles / *20.4*
20.4 Pavimentos y equipos para túneles de carretera / *20.6*
20.5 Investigaciones preliminares/ *20.6*
20.6 Ventilación en túneles / *20.7*
20.7 Vigilancia y control de túneles / *20.18*
20.8 Alumbrado del túnel / *20.19*
20.9 Drenaje del túnel / *20.20*
20.10 Túneles para agua / *20.21*
20.11 Túneles para alcantarillado y drenaje/ *20.22*
20.12 Túneles de corte y relleno/ *20.22*
20.13 Construcción de túneles en terreno rocoso/ *20.24*
20.14 Túneles en materiales firmes / *20.29*
20.15 Excavación de túneles por el método de escudo al aire libre/ *20.31*
20.16 Excavación de túneles en aire comprimido/ *20.34*
20.17 Revestimiento de túneles / *20.38*
20.18 Diseño de los revestimientos de túneles/ *20.41*
20.19 Excavación de túneles a máquina/ *20.42*
20.20 Túneles de tubo inmerso / *20.43*
20.21 Pozos / *20.47*

Sección 21. Ingeniería de recursos hidráulicos *por M. Kent Loftin* 21.1

21.1 Dimensiones y unidades/ *21.1*

Mecánica de fluidos

21.2 Propiedades de los fluidos / *21.3*
21.3 Presión de un fluido/ *21.6*
21.4 Cuerpos sumergidos y flotantes/ *21.10*
21.5 Manómetros / *21.11*
21.6 Fundamentos de flujo de fluidos/ *21.14*
21.7 Representación, mediante modelos, de recursos hidráulicos/ *21.18*

Flujo en tuberías

21.8 Flujo laminar/ *21.22*
21.9 Flujo turbulento / *21.23*
21.10 Pérdidas menores en las tuberías/ *21.26*
21.11 Orificios / *21.29*
21.12 Sifones / *21.34*
21.13 Golpe de ariete / *21.35*

Esfuerzos en tuberías

21.14 Esfuerzos perpendiculares al eje longitudinal / *21.38*
21.15 Esfuerzos paralelos al eje longitudinal / *21.39*
21.16 Expansión por temperatura del tubo/ *21.39*
21.17 Fuerzas ocasionadas por codos en tuberías/ *21.39*

Alcantarillas

21.18 Alcantarillas con pendiente crítica o mayor / *21.41*
21.19 Alcantarillas con pendientes menores que la crítica / *21.42*
21.20 Pérdidas de entrada en alcantarillas / *21.44*

Flujo en canales abiertos

21.21 Elementos básicos de los canales abiertos / *21.45*
21.22 Tirante normal de flujo/ *21.46*
21.23 Tirante crítico de flujo de canal abierto/ *21.47*
21.24 Ecuación de Manning para flujo en canales abiertos/ *21.49*
21.25 Perfil de la superficie libre del agua para flujo gradualmente variado / *21.50*
21.26 Cálculo de curvas de remanso/ *21.53*
21.27 Salto hidráulico / *21.56*
21.28 Flujo en la entrada a un canal con pendiente fuerte/ *21.61*
21.29 Flujo en la entrada a un canal con pendiente suave/ *21.62*
21.30 Sección de canal de máxima eficiencia/ *21.63*
21.31 Flujo subcrítico alrededor de curvas en canales / *21.64*
21.32 Flujo supercrítico alrededor de curvas en canales/ *21.65*
21.33 Transiciones en canales abiertos/ *21.66*
21.34 Vertedores / *21.67*
21.35 Transferencia y acumulación de sedimentos en canales / *21.75*
21.36 Control de la erosión / *21.79*

Hidrología

21.37 Precipitación/ *21.79*
21.38 Evaporación y transpiración / *21.80*

21.39 Escurrimiento / *21.81*
21.40 Fuentes de datos hidrológicos/ *21.82*
21.41 Métodos para determinar el escurrimiento / *21.83*
21.42 Agua subterránea/ *21.88*

Abastecimiento de agua

21.43 Consumo de agua/ *21.91*
21.44 Fuentes de abastecimiento de agua/ *21.92*
21.45 Normas de calidad para el agua / *21.94*

Tratamiento del agua

21.46 Sedimentación simple y almacenamiento/ *21.99*
21.47 Procesos de filtración / *21.103*
21.48 Suavización del agua/ *21.106*
21.49 Desinfección con cloro/ *21.107*
21.50 Estabilidad del carbonato/ *21.107*
21.51 Tratamientos diversos / *21.108*

Recolección, almacenamiento y distribución de agua

21.52 Embalses / *21.108*
21.53 Pozos/ *21.111*
21.54 Tubería para distribución de agua / *21.113*
21.55 Corrosión en sistemas de distribución de agua/ *21.118*
21.56 Bombas centrífugas/ *21.119*
21.57 Bombas para pozos/ *21.121*
21.58 Válvulas / *21.123*
21.59 Hidrantes para incendios / *21.124*
21.60 Medidores / *21.125*
21.61 Tarifas del agua / *21.127*

Plantas hidroeléctricas y represas

21.62 Generación de energía hidroeléctrica / *21.128*
21.63 Represas / *21.130*
21.64 Turbinas hidráulicas / *21.133*
21.65 Métodos para el control de flujos de embalses/ *21.135*

Sección 22. Ingeniería ambiental *por Dan L. Glasgow* **22.1**

22.1 Prevención de la contaminación ambiental/ *22.1*
22.2 Fuentes principales de la contaminación del agua / *22.3*
22.3 Tipos de alcantarillas / *22.4*
22.4 Estimación del flujo de aguas de desecho / *22.5*
22.5 Diseño de alcantarillas / *22.7*
22.6 Coladeras pluviales/ *22.14*
22.7 Registros de inspección/ *22.15*
22.8 Descargas de alcantarillas / *22.17*
22.9 Sifones invertidos / *22.18*
22.10 Reguladores del flujo en alcantarillas / *22.19*
22.11 Métodos de construcción de alcantarillas/ *22.20*
22.12 Estaciones de bombeo de aguas de desecho / *22.21*
22.13 Bombas para aguas de desecho/ *22.23*
22.14 Características de las aguas de desecho domésticas/ *22.23*
22.15 Tratamiento y eliminación de aguas de desecho/ *22.27*

22.16 Pretratamiento de aguas de desecho/ *22.31*
22.17 Sedimentación/ *22.32*
22.18 Filtración de aguas de desecho/ *22.35*
22.19 Proceso de lodos activados/ *22.40*
22.20 Estabilización por contacto / *22.43*
22.21 Tratamiento y disposición del lodo/ *22.44*
22.22 Tanques Imhoff / *22.52*
22.23 Fosas sépticas / *22.53*
22.24 Pozos negros y pozos de absorción / *22.57*
22.25 Retretes químicos / *22.58*
22.26 Fosas sépticas de oxidación / *22.58*
22.27 Biodiscos o contactores biológicos giratorios / *22.59*
22.28 Biofiltros activados / *22.60*
22.29 Desinfección/ *22.60*
22.30 Tratamiento avanzado para aguas de desecho/ *22.62*
22.31 Tratamiento de desechos industriales / *22.63*
22.32 Rellenos sanitarios / *22.66*
22.33 Incineración de la basura y desechos peligrosos/ *22.68*
22.34 Control de la contaminación del aire / *22.71*
22.35 Declaraciones sobre impacto ambiental/ *22.74*

Sección 23. Ingeniería de costas y puertos *por Scott L. Douglass* 23.1

23.1 Nivel de riesgo en los proyectos costeros / *23.1*

Hidráulica y sedimentos costeros

23.2 Características de las olas / *23.2*
23.3 Niveles de diseño del agua de las costas / *23.8*
23.4 Características de los sedimentos de las costas / *23.10*
23.5 Corrientes cercanas al litoral y transporte de la arena / *23.10*

Ingeniería de puertos y de dársenas para embarcaciones pequeñas

23.6 Tipos de puertos establecidos y puertos/ *23.11*
23.7 Disposición de un puerto/ *23.12*
23.8 Levantamientos hidrográficos y topográficos/ *23.17*
23.9 Características de los barcos / *23.19*
23.10 Tipos de estructuras de amarre para los barcos / *23.20*
23.11 Diseño de muelles y anexos para el amarre de barcos / *23.21*
23.12 Disposición y diseño de las dársenas para embarcaciones menores/ *23.38*
23.13 Nutrición de las playas / *23.41*
23.14 Programas de monitoreo para proyectos de ingeniería costera/ *23.45*

Estructuras costeras

23.15 Efectos de las estructuras costeras sobre las playas / *23.45*
23.16 Diseño de muros ribereños y de diques de mar/ *23.46*
23.17 Uso de modelos físicos y numéricos en el diseño/ *23.48*

Apéndice. Factores de conversión al sistema métrico de unidades (SI) *por Frederick S. Merritt* A.1

Índice (enseguida del apéndice) I.1

Colaboradores

John O. Bickel *Consulting Engineer (fallecido)* (Sección 20. Ingeniería de túneles)

L. Reed Brantley *Emeritus Professor, University of Hawaii, Honolulu* (Sección 5. Materiales para construcción)

Ruth T. Brantley *Senior Lecturer (Retirado), University of Hawaii, Honolulu* (Sección 5. Materiales para construcción)

Aine M. Brazil *Senior Associate, Thornton-Tomasetti Engineers, New York, N. Y.* (Sección 8. Diseño y construcción con concreto)

Roger L. Brockenbrough *Consulting Engineer, Pittsburgh, Pa.* (Sección 9. Diseño y construcción con acero estructural)

Scott L. Douglass *Department of Civil Engineering, University of South Alabama, Mobile, Ala.* (Sección 23. Ingeniería de costas y puertos)

Dan L. Glasgow *Consulting Engineer, Gardnerville, Nev.,* (Sección 22. Ingeniería ambiental)

Richard Harding *Air Transportation & Facilities Consultant, Rapid City, S. Dak.* (Sección 18. Ingeniería de aeropuertos)

Mohamed H. Hussein *Partner, Gable, Rausch Likins (GRL) and Associates, Inc., Orlando, Fla.* (Sección 7. Ingeniería geotécnica)

Willian H. Lane *Director, Environmental Resource Planning, Dane County Regional Planning Commission, Madison, Wis.* (Sección 14. Planeación local y regional)

I. Paul Lew *Vice President, Thornton-Tomasetti Engineers, New York, N. Y.* (Sección 8. Diseño y construcción con concreto)

M. Kent Loftin *Chief Civil Engineer, South Florida Water Management District, West Palm Beach, Fla.* (Sección 21. Ingeniería de recursos hidráulicos)

Donald L. McCammon *Consulting Engineer, HNTB Corporation, Denver, Colo.* (Sección 19. Ingeniería de ferrocarriles)

Steven L. Mellon *Bridge Design Engineer, Division of Structures, California Department of Transportation, Sacramento, Calif.* (Sección 17. Ingeniería de puentes)

Frederick S. Merritt *Consulting Engineer, West Palm Beach, Fla.* (Sección 1. Diseño desistemas; Sección 6. Teoría estructural; Sección 7. Ingeniería geotécnica; Sección 15. Ingeniería de edificación)

Roy Minnick *Corporate Staff Underwriter, Tidelands and Waterways, First American Title Insurance Gompany, Sacramento, Calif.* (Sección 12. Topografía)

Frank Muller *President, Metro Mediation Services, Ltd., New York, N. Y.* (Sección 2. Administración del trabajo de diseño)

G. William Quinby *Consulting Engineer, Rockwall, Tex.* (Sección 13. Movimiento de tierras)

Maurice J. Rhude *President, Sentinel Structures, Inc., Peshtigo, Wis.* (Sección 11. Diseño y construcción con madera)

Jonathan T. Ricketts *Consulting Engineer, Palm Beach Gardens, Fla.* (Sección 4. Administración de construcciones)

Ted E. Robbins *Project Manager, Lindahl, Browning, Ferrari & Hellstrom, Inc., Jupiter, Fla.* (Sección 3. Especificaciones)

James E. Roberts *Chief, Division of Structures, California Department of Transportation, Sacramento, Calif.* (Sección 17. Ingeniería de puentes)

Charles H. Sain *Consulting Engineer, Sain Associations, Inc., Birmingham, Ala.* (Sección 13. Movimiento de tierras)

Charles H. Thornton *President, Thorton-Tomasetti Engineers, New York, N. Y.* (Sección 8. Diseño y construcción con concreto)

Demetrios E. Tonias *President, HMC Group Ltd., Saratoga Springs, N. Y.* (Sección 16. Ingeniería de caminos)

Don S. Wolford *Consulting Engineer, Middletown, Ohio* (Sección 10. Diseño y construcción con acero conformado en frío)

Acerca de los editores

Frederick S. Merritt es ingeniero consultor con muchos años de experiencia en análisis estructurales, construcción y diseño de puentes y en ingeniería ambiental y de recursos hidráulicos. Fue el editor más antiguo de *Engineering News-Record*; sus informes de mediados de este siglo estimularon el desarrollo de aplicaciones computarizadas en ingeniería civil, la planificación de construcciones de trayectoria crítica y de técnicas de análisis y evaluación de programas, las construcciones de hormigón pretensado y la consultoría de contratistas de la construcción. En su premiado libro, *Building Engineering and Systems Design,* propuso aplicar el diseño de sistemas en ingeniería civil y la organización de disciplinas múltiples para el diseño y construcción como un *equipo de construcción.*

El señor Merritt es ingeniero profesional registrado en Nueva York y Florida; es miembro de número de la American Society of Civil Engineers y miembro decano de la ASTM. Es coeditor de la quinta edición de *Building Design and Construction Handbook* (fue editor de las cuatro ediciones anteriores) y de la segunda edición de *Structural Steel Designer's Handbook* (fue editor de la primera edición). Es autor de *Mathematics Manual, Applied Mathematics in Engineering Practice* y *Modern Mathematical Methods in Engineering.* También es coautor de *Repairing and Remodeling Guide for Home Interiors* y *Plan Reading for Home Builders.*

M. Kent Loftin es ingeniero civil principal del South Florida Water Management District. Anteriormente ha sido asesor de recursos hidráulicos y ha prestado sus servicios como ingeniero hidráulico para el Corps of Engineers. Como ingeniero civil con el South Florida Water Management District, desarrolló el plan para rescatar el río Kissimmee que se ha convertido en proyecto piloto de restauración ambiental en Estados Unidos. Ha sido autor y coautor de más de 30 artículos y reportes sobre administración de recursos hidráulicos, control de inundaciones, abastecimiento de agua y restauración, preservación y administración ambientales. La American Association of Engineering Societies y la National Audubon Society, en 1991, le concedieron el premio Joan Hodges Queneau y la medalla Palladium como reconocimiento nacional por sus innovadoras soluciones a problemas ambientales. El señor Loftin es ingeniero profesional registrado, hidrólogo profesional certificado y contratista general certificado. Es miembro de la American Society of Civil Engineers, del American Institute of Hydrology, de la American Geophysical Union, de la American Water Resources Association, de la National Society of Professional Engineers y de la Florida Engineering Society.

Jonathan T. Ricketts es ingeniero consultor de amplia experiencia en ingeniería civil general, diseño ambiental y administración de construcciones. Es ingeniero profesional registrado en varios estados, miembro de la American Society of Civil Engineers, de la National Society of Professional Engineers y de la Solid Waste Association of North America. Ha prestado sus servicios en comisiones nacionales responsables de asuntos que afectan a ingenieros, arquitectos y a la profesión de construcciones. También es conocido por su método innovador y de sentido común para el diseño de grandes edificios industriales, plantas de reciclado y de proyectos de desarrollo de tierras. Es coeditor de la quinta edición del *Building Design and Construction Handbook.*

Prólogo

Para la cuarta edición del *Manual del ingeniero civil,* los editores y colaboradores adoptaron los objetivos que hicieron ganar muchos lectores a las ediciones precedentes. En consecuencia, el libro presenta lo mejor de la práctica actual en ingeniería civil, esto es, de la planeación, diseño y construcción de edificios, puentes, túneles, instalaciones de transporte y otras estructuras necesarias para la salud, bienestar, seguridad, empleo y recreación de todas las personas, así como para el control del medio ambiente y uso de recursos naturales. Contiene información de gran utilidad para quienes deben tomar decisiones que afectan la selección de planteamientos y métodos de ingeniería, así como materiales y métodos de construcción.

Se recalca la importancia de principios fundamentales y la aplicación de los mismos, con especial atención a procedimientos simplificados. Con frecuencia se citan otras fuentes de donde se puede obtener más información autorizada. El manual contiene un extenso índice de casi 10 000 vocablos y un contenido detallado para ayudar al lector en la localización de temas; índice y contenido, en coordinación con los glosarios particulares de muchas secciones, hacen que el manual sea útil también como diccionario de ingeniería civil.

En vista de los cambios hechos a la edición anterior, ésta puede considerarse como un libro nuevo ya que en el desarrollo participaron tres editores, y no uno solo; por otra parte, más de la mitad de los colaboradores son nuevos. El resultado es más que sólo actualizar y mejorar los temas tratados en la edición anterior. En esta cuarta edición se describen innovaciones económicas, seguras y comprobadas, introducidas en ingeniería civil después de la preparación de la tercera edición. Del mismo modo, se han agregado temas importantes que no se trataron antes, como es el diseño de modelos por computadora, administración de riesgos, desviación de litorales y mantenimiento de playas, así como desarrollos habitacionales que recientemente han llegado a los primeros planos, como son las aplicaciones de materiales geosintéticos y páneles de madera.

Muchas de las correcciones se hicieron necesarias por cambios en las especificaciones de diseño y construcción con materiales que se usan cotidianamente. Además, desde la publicación de la edición precedente han ocurrido muchos adelantos técnicos de largo alcance, entre los que se cuentan el diseño de materiales con factor de resistencia y carga, mayor uso de computadoras, refinamientos en la administración de diseño y construcción incluyendo detallada revisión y control de calidad, mayor aplicación de materiales nuevos y muchas veces más fuertes, así como la introducción de nuevas técnicas de pruebas no destructivas, por ejemplo la determinación, mediante teoría de ondas, de la integridad de pilotes después de hincarlos en el suelo.

Al igual que en las ediciones anteriores, más de la mitad de ésta se dedica a campos de especialidad como son la ingeniería de edificación (sección 15), caminos (16), puentes (17) y ambiental (22). El resto del libro se relaciona con la ingeniería común a estos campos, como es el caso del diseño de sistemas e ingeniería económica (sección 1), administración del trabajo de diseño (2), especificaciones (3), administración de construcciones (4), propiedades de materiales de construcción (5), teoría estructural (6) e ingeniería geotécnica (7).

Los colaboradores obtuvieron gran cantidad de datos de diferentes fuentes de información; muchas de éstas reciben crédito y se citan como referencias en todo el libro, pero por limitaciones de espacio no se mencionan todas. Los editores y colaboradores desean expresar su agradecimiento y gratitud a estas fuentes.

Los editores estamos especialmente agradecidos a los colaboradores, no sólo porque reconocemos el gran valor de sus aportaciones sino porque estamos plenamente conscientes del gran sacrificio de tiempo que hicieron para preparar sus secciones. Todos esperamos que el lector encuentre esta cuarta edición aun más útil que las anteriores, y que la aplicación de la información que contiene estimule una mayor producción de obras de ingeniería civil creativa, eficiente en costo y en energía y ambientalmente sana.

Frederick S. Merritt
M. Kent Loftin
Jonathan T. Ricketts

Los editores

MANUAL DEL INGENIERO CIVIL

cios, que no desean pagar por excavación a más de las dimensiones especificadas.

Otro método es medir el material dragado después de descargarlo que, sin embargo, es apropiado sólo cuando la finalidad del dragado es hacer un relleno.

13.20.4 Permisos y autorizaciones

Se requiere permiso para dragar en o sobre cualquiera de las aguas navegables en Estados Unidos, de acuerdo con los requisitos de la sección 10 de la *Rivers and Harbors Act* de 1899. También la sección 404 de la *Clean Water Act* exige autorización para prácticamente todas las descargas de dragado. Estos permisos son administrados por el U.S. Army Corps of Engineers.

13.21 Bibliografía de movimiento

J. E. Clausner, *Dredging Research*, vol. DRP-93-3, Nov. 1993, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.

J. F. Riddell, *Methods of Measurement for Payment Purposes*, Proceedings, Maintenance Dredging Conference, May 1987, Institution of Civil Engineers, Bristol, U.K.

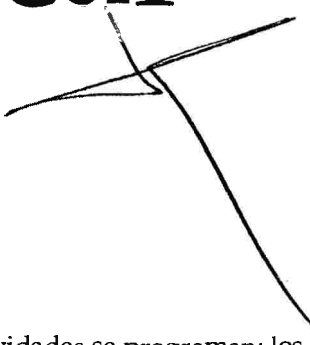
T. M. Turner, *Estimating Hydraulic Dredge Capacity*, Proceedings of the XIIth World Dredging Conference, 1989.

R. L. Nichols, *Moving the Earth - The Workbook of Excavation*, 3rd Ed., McGraw-Hill, Inc., New York.

14

William N. Lane
Dane County Regional Planning Commission
Madison, Wisconsin

Planeación local y regional



La planeación para el desarrollo físico de las localidades y regiones requiere generalmente estudios efectuados por un equipo interdisciplinario. Aunque los planificadores, en general, pueden preparar planes integrales de desarrollo de pequeñas comunidades, los estudios más complejos y especializados requieren el asesoramiento y orientación de expertos y especialistas de diferentes disciplinas. Debido a que los trabajos de ingeniería civil son componentes fundamentales en el desarrollo físico de las ciudades y regiones, el ingeniero civil desempeña un papel predominante en las actividades de planeación local y regional.

Esta sección es un panorama breve de los problemas más significativos y de los métodos usados en los estudios de planeación. Las referencias que se encuentran al final de la sección contienen más información así como una bibliografía más extensa.

Planteamiento básico y organización de la planeación

14.1 Necesidad y justificación de la planeación

La planeación se practica sistemáticamente a nivel individual, empresarial y gubernamental. Los tiempos y las actividades se programan; los esfuerzos se dirigen hacia el logro de metas y objetivos. Los materiales escasos y los recursos de tiempo se adjudican a diferentes contratistas que compiten entre sí.

La planeación es una buena administración que permite la anticipación y preparación para acontecimientos futuros y se aboca a la prevención de problemas futuros, así como a la corrección de los existentes. La planeación ayuda a satisfacer las necesidades humanas básicas, como las de vivienda, transporte y bienes de consumo y además ayuda a conservar y proteger los recursos, así como a mantener la calidad del medio ambiente. Los estudios de planeación, al examinar racionalmente el conjunto de soluciones a los problemas existentes, pueden llegar a una solución que no se convierta en un problema futuro.

Los programas y acciones gubernamentales requieren mayores gastos para obras y servicios públicos. Por tanto, es comprensible que la principal meta de la planeación sea lograr la asignación más eficaz de los recursos entre las diferentes necesidades.

Las decisiones gubernamentales tienen efectos a largo plazo, aun cuando sean realizadas por funcionarios elegidos para gobernar durante periodos cortos, lo cual conlleva el riesgo de dar mayor importancia a las acciones y programas de corto plazo a costa de los programas y objetivos de largo alcance. La planeación es un marco de

referencia en que se adoptan acciones inmediatas dentro de un contexto de metas y objetivos más amplios.

Otros objetivos importantes de la planeación, particularmente a nivel regional, son mejorar la coordinación y cooperación de las distintas dependencias oficiales, así como manejar los conflictos intergubernamentales. Se deben tomar decisiones administrativas que cuiden la calidad ambiental y los servicios regionales, y se deben trascender las fronteras de las comunidades individuales. La planeación regional puede ser una estructura que conduzca la solución de problemas intergubernamentales y regionales importantes y logre soluciones mediante la cooperación entre departamentos gubernamentales y la coordinación de sus esfuerzos.

En la búsqueda de soluciones, se puede enfocar de un modo miope la atención a un área funcional o problema específico, por lo que pueden dejarse a un lado los efectos potenciales y otros aspectos del desarrollo físico. El planteamiento integral de la planeación local y regional debe alentar el examen de los efectos laterales y relaciones entre las áreas funcionales de la planeación. En un mundo de creciente fragmentación y complejidad donde se da importancia a los resultados a corto plazo, la planeación satisface la necesidad de un marco racional para la toma de decisiones, con base en puntos de vista amplios, a largo plazo, y que tomen en cuenta la regionalización.

Como muchas de las acciones y decisiones gubernamentales sirven de guía para la toma de decisiones de la iniciativa privada, la influencia de la planeación gubernamental se extiende más allá de la esfera de las acciones y decisiones públicas.

14.2 Niveles de planeación: a nivel vecindario, comunitario y regional

El nivel de un programa de planeación en particular depende de la naturaleza del problema por tratar y de sus soluciones potenciales. Un problema de calidad del aire no se puede tratar o corregir a nivel de un vecindario. Por otro lado, no es necesario tratar regionalmente la localización y diseño de instalaciones vecinales. Por lo general, la planeación a escala vecinal se dirige hacia los servicios básicos y necesidades comunes, mientras que la planeación a nivel regional apunta hacia los servicios e instalaciones más especializados o hacia aquellos problemas que requieren una solución regional.

La planeación a cada escala vecinal, comunal y regional debe situarse en el contexto de la escala superior siguiente; el vecindario debe estar planeado con relación a la comunidad y ésta dentro del contexto de la región.

Vecindario ■ Un vecindario tiene entre 2000 y 10 000 residentes y está orientado alrededor de instalaciones importantes para el vecindario, como una escuela primaria, un parque, así como un área comercial vecinal. Un vecindario bien definido tiene una identidad propia, que lo distingue de los vecindarios circundantes. Existen cohesión e intereses comunes entre los habitantes. En algunos casos se han establecido organizaciones de ciudadanos que son activas en la política y en la planeación. Es útil para planificadores y funcionarios electos trabajar con dichas organizaciones, si éstas son representativas de los vecindarios.

La planeación vecinal implica primeramente la vivienda y las instalaciones del vecindario, tiene que ver con sitios específicos y hace hincapié en los aspectos estéticos del diseño del lugar y el carácter de los espacios públicos, así como la conservación del patrimonio histórico. La planeación vecinal puede también tratar con eficacia la calidad y el nivel de los servicios públicos, como son la recolección de basura y el mantenimiento de las calles.

Además del estudio de las condiciones internas y de instalaciones que sirven al vecindario, los planificadores necesitan considerar al vecindario en su relación con otros vecindarios, así como el acceso a los servicios e instalaciones de la comunidad y a nivel regional como es el caso del transporte público. La planeación vecinal también es importante al tratar los efectos que pueden tener ciertos proyectos comunales o regionales en el vecindario, como el trazo de una autopista importante que lo atraviese o la ubicación de las instalaciones públicas mayores en su interior.

Comunidad ■ Aunque no hay una definición precisa, una comunidad ordinariamente se compone de cierto número de vecindarios y refleja generalmente una diversidad de intereses e implicaciones, así como un mayor grado de autosuficiencia económica que un vecindario individual. La planeación de la comunidad de la que a menu-

do se habla como planeación de la ciudad (o planificación urbana), tiene que ver con el suministro de los servicios e instalaciones básicas que conciernen a la planeación vecinal, pero también se dirige a los servicios e instalaciones más centralizadas y especializadas, como la localización y diseño de áreas industriales y comerciales mayores (incluyendo distritos financieros centrales), escuelas medias y superiores e instalaciones culturales como bibliotecas, centros comunitarios y otras instalaciones similares de alcance comunal. La planeación de la comunidad se vincula comúnmente con una dependencia gubernamental que tiene la capacidad de controlar y emprender las acciones recomendadas en el plan, sin necesidad de una coordinación o cooperación sustancial con otras dependencias.

Región ■ La planeación regional se refiere en primer término a los problemas, asuntos o servicios que sobrepasan o trascienden los límites de una comunidad. Son ejemplos típicos la calidad del aire y del agua, los sistemas de transporte, las instalaciones de cultura especializada y de educación superior, los centros comerciales regionales y de industria especializada. A veces el planteamiento regional lo dicta la magnitud del problema, como la necesidad de lograr economías de escala como es el caso de las plantas para tratamiento de aguas negras. La necesidad de un planteamiento regional puede también requerirse por la proximidad de las comunidades entre sí.

14.3 Estructura y organización de las agencias de planeación

La estructura y organización de las agencias de planeación varían entre comunidades y hay diferencias entre ellas a nivel de comunidad y región.

Planeación a nivel de comunidad ■ La mayor parte de las comunidades están comprometidas con actividades funcionales y de planeación integral. Aun en las unidades pequeñas de gobierno existen comisiones de planeación encargadas de la planeación de uso del suelo y de actividades de zonificación, mientras que la mayoría de las agencias en operación con presupuestos importantes se encargan de la planeación funcional (por ejemplo, el departamento de alcantarillado local o el departamento de la recolección y evacuación de las aguas negras). La planeación funcional tiene varias ventajas que incluyen un grupo de asesores del gobierno, responsable directo de la dotación de servicios y con conocimiento preciso de la necesidad de éstos. Por otro lado, el alcance de estas perspectivas permite una evaluación de los efectos de un plan particular unifuncional en otras áreas de gobierno, el establecimiento de prioridades relativas entre las funciones separadas del gobierno y la coordinación de los esfuerzos interdepartamentales, para lograr objetivos y metas comunes. Generalmente es benéfico combinar las ventajas de los dos planteamientos, por medio de un marco integral de planeación dentro del cual proceda la planeación funcional en detalle. De esa manera, la planeación funcional puede satisfacer las necesidades de una función en particular y contribuir a la vez a las metas y objetivos de toda la comunidad.

Varias comunidades establecen agencias de planeación integral, que preparan y administran planes integrales para el desarrollo de la comunidad, servicios y planeación funcional coordinadas por medio de agencias o departamentos individuales. Estas agencias de planeación integral varían desde pequeñas comisiones de voluntarios hasta grandes agencias municipales de gran tamaño y capacidad de operación o responsabilidad de reglamentación.

Por lo general, las organizaciones para la planeación integral de las comunidades toman la forma de una comisión independiente de planeación, departamento de planeación o agencia para el desarrollo de la comunidad. Estas formas difieren en su administración y en sus relaciones con las ramas legislativas y ejecutivas del gobierno local. La comisión independiente de planeación la dirige generalmente un cuerpo de representantes asignados por la rama ejecutiva o legislativa del gobierno. Por tradición, una tarea significativa de las comisiones independientes de planeación ha sido el asesorar o administrar en materia de planificación. Como las decisiones de planificación son un asunto legislativo, las comisiones independientes de planeación tienen generalmente una relación más estrecha con la rama legislativa del gobierno que los departamentos de planeación, o que las agencias de desarrollo para la comunidad, y un poco menos con la rama ejecutiva. Las comisiones de planeación independiente por lo común están más orientadas a la planeación a largo plazo que a intervenir directa-

mente en propuestas y proyectos de desarrollo de corto plazo, a pesar de que las comisiones pueden administrar reglamentos de planificación o de subdivisiones.

Un departamento de planeación de la comunidad o una agencia de desarrollo son instituciones comunes en las grandes unidades de gobierno con importantes programas ejecutivos y administrativos. Estas agencias están ligadas estrechamente a la rama ejecutiva y están por lo general bajo la administración y autoridad del ejecutivo en jefe. Un departamento de planeación está dedicado primeramente a la planeación, toma de decisiones sobre usos del suelo y a la coordinación de la planeación funcional. Una agencia de desarrollo de la comunidad tiene mayor injerencia con el inicio de propuestas de desarrollo, con el manejo de proyectos de desarrollo específicos y con la administración de las funciones de operación y regulación del gobierno, incluyendo las funciones relativas a vivienda. Los departamentos de planeación y las agencias para el desarrollo de la comunidad tienen que ver más con la planeación inmediata y de corto plazo.

Un planteamiento que incorpore a la comisión independiente de planeación y la agencia de desarrollo de la comunidad, o departamento de planeación con la rama ejecutiva, puede ofrecer la ventaja de contar con los dos tipos de agencias, si las funciones relativas de las dos agencias están claramente definidas para evitar duplicaciones innecesarias, o conflictos.

Planeación regional ■ Las agencias de planeación regional se diferencian de las agencias de planeación a nivel comunidad por no estar asociadas con una sola unidad de gobierno, sino que realizan funciones de planeación para una región en la que intervienen varias unidades de gobierno. Las agencias de planeación regional regularmente son comisiones independientes o consultorías de gobierno, con autoridad limitada y con carácter esencialmente consultivo.

Las agencias de planeación regional son gobernadas ordinariamente por un cuerpo de representantes nombrado por lo común por unidades de gobierno de la región. Puesto que las agencias regionales no están asociadas con una sola unidad de gobierno, sus actividades están orientadas a la coordinación y cooperación entre diferentes dependencias y a tratar con los asuntos y problemas que trascienden los límites de las comunidades locales.

14.4 Planteamiento básico y metodología en la planeación

La figura 14.1 muestra un programa de trabajo para un plan típico de usos del suelo. Casi todos los problemas de planeación se estudian con la misma metodología básica, la cual incluye los siguientes elementos clave:

Identificar las condiciones y problemas actuales ■ Uno de los primeros aspectos que consumen más tiempo en el proceso de planeación es la recolección y el análisis de datos sobre las condiciones presentes. Este análisis debe incluir una evaluación de los recursos y las restricciones (físicas o económicas) que pueden afectar o limitar las expectativas futuras; la identificación de las deficiencias y problemas existentes, así como las ventajas y recursos que necesitan protegerse y mantenerse. Es importante evitar concentrarse solamente en las deficiencias y los problemas, pues es de igual importancia proteger los recursos disponibles y fortalecer las ventajas o puntos fuertes de la comunidad.

Pronosticar las tendencias y necesidades ■ Como el propósito de un plan es dirigir y controlar los sucesos futuros, es importante comprender los cambios que pueden resultar de la continuación de las tendencias y programas actuales. Este proceso asegura la identificación de los cambios y tendencias históricas y un análisis de las causas básicas de estas tendencias y cambios, para verificar su validez actual. Las tendencias se proyectan al futuro, y las demandas y necesidades futuras se pronostican con base en dichas tendencias. Finalmente, se hace una evaluación de las tendencias para determinar si:

1. Representan conflicto o problemas futuros.
2. Las necesidades y demandas proyectadas rebasarán los recursos disponibles.
3. Las proyecciones y pronósticos son realistas a la luz de la información actual y si los cambios futuros pueden ser razonablemente anticipados.

Establezca metas y objetivos ■ Conviene establecer explícitamente las metas y objetivos del plan, para ayudar a garantizar que las metas y objetivos son los que desea la comunidad o región

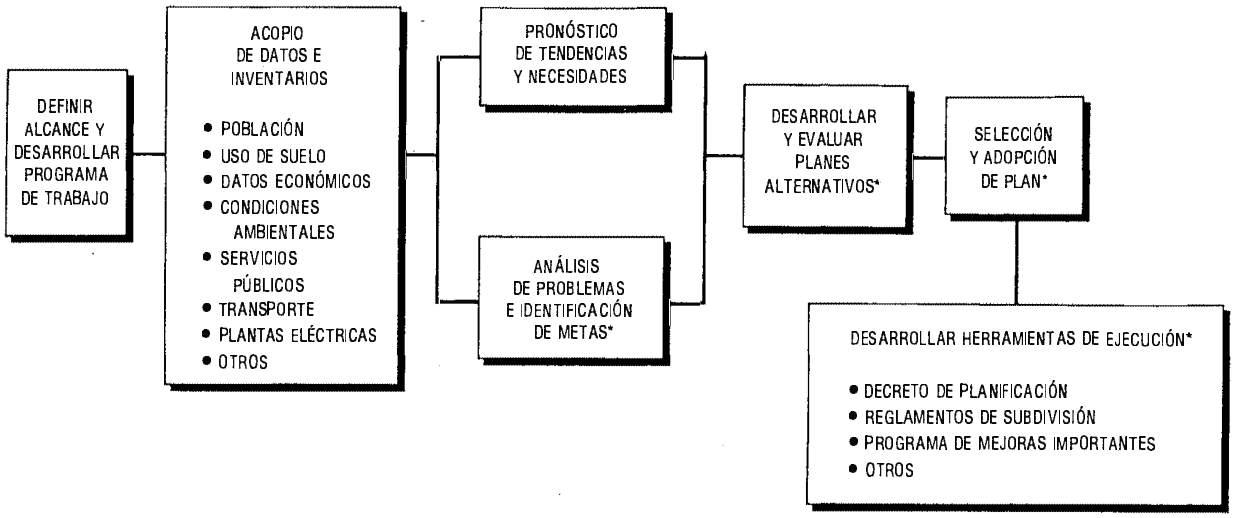


Figura 14.1 Pasos de un programa para uso del suelo. Los pasos con asterisco indican una revisión detallada y participación de los ciudadanos, representantes electos y organizaciones de la comunidad.

y que cualquier conflicto entre las metas se detalle en el proceso de planeación.

Las metas y los objetivos son los fines que se deben lograr, para los que se diseña el plan. Los términos son intercambiables, pero una meta representa un blanco que se logrará a largo plazo. Un objetivo se considera como un fin que puede ser alcanzado dentro del periodo de planeación. Las metas y los objetivos como fines deben distinguirse de las políticas, estrategias, programas y acciones que son medios para alcanzar los fines.

En algunos casos un objetivo puede alterar una tendencia proyectada o una demanda futura, considerada indeseable. Como ejemplo, un estudio de planeación del suministro futuro de agua puede tener como objetivo la satisfacción de las necesidades futuras de agua. Aunque un planteamiento sería dotar de un suministro básico de agua o de infraestructura para satisfacer las demandas futuras, basadas en proyecciones de las tendencias existentes, también podría alterar la demanda futura de agua mediante programas de conservación de agua. Así, la planeación busca la satisfacción de las necesidades futuras, tomando en cuenta la alteración de las demandas futuras.

Delinear y evaluar planes alternativos ■ Una vez que las metas y los objetivos han sido establecidos, el plan se centra en políticas, estrategias, programas y acciones diseñados para alcanzar las metas y los objetivos fijados. Puesto que por lo común hay alternativas para alcanzar dichas metas y objetivos, es común evaluar diversos de planes alternativos para ofrecer una mayor variedad de opciones para el público en general y representantes elegidos. Cada alternativa debe evaluarse en cuanto a la satisfacción de cada meta y objetivo individual.

Seleccionar el plan recomendado ■ Después de que se evalúe cada plan alternativo, se selecciona el plan recomendado por ser el que mejor satisface todas las metas y objetivos, aunque frecuentemente haya conflictos entre ellos pues algunos son más importantes que otros. Una matriz de metas por alcanzar, como la de la tabla 14.1, se puede usar para mostrar los distintos objetivos de la planeación, la capacidad de cada plan alternativo para satisfacer cada objetivo individual y una evaluación de la satisfacción de todos los objetivos de cada uno de los planes alternativos. Una matriz de metas por alcanzar puede ayudar a hacer más explícita y entendible la selección final del plan recomendado.

Desarrollar técnicas detalladas de implantación y financiamiento ■ Después que se selecciona el plan es necesario delinear los programas y acciones específicos necesarios para llevar a cabo las políticas y estrategias del plan. Los

TABLA 14.1 Matriz de metas por alcanzar

Planes alternativos	Objetivos			Calificación ponderada acumulada	Rango
	Objetivo 1 (Evaluación =)	Objetivo 2 (Evaluación =)	Objetivo 3 (Evaluación =)		
	Calificación / Calificación ponderada	Calificación / Calificación ponderada	Calificación / Calificación ponderada		
A					
B					
C					

programas y acciones específicas deben contener detalles tan importantes como los métodos de financiamiento, programación y necesidades de personal. Es tan importante demostrar prácticamente la forma de alcanzarse el plan como determinar las metas por lograr.

14.5 Información pública y participación ciudadana

Un factor esencial en cualquier programa de planeación exitoso es un programa de información pública y participación ciudadana. La información pública es un proceso en un solo sentido, diseñado para informar al público en general y a los funcionarios electos sobre las propuestas y el programa de planeación. Por otro lado, la participación ciudadana es un mecanismo de dos sentidos, diseñado para permitir al público en general participar directamente en la formulación de planes y objetivos y permitir a los ciudadanos proporcionar sugerencias y opiniones al proceso de planeación.

Necesidad ■ Para el éxito en la adopción e implantación de cualquier plan se requiere el apoyo de los funcionarios electos y del público en general. Por tanto, deben ser extensamente consultados durante el proceso de planeación. Además, la información pública y la participación ciudadana mejoran el proceso democrático al mantener informados e involucrados a los ciudadanos en la toma de decisiones del gobierno; mejoran la calidad del plan al incorporar conocimientos adicionales específicos de las condiciones e intereses locales, expresados por los ciudadanos y funcionarios electos, asegurando que los planes cubran los intereses reales de los ciudadanos.

La tabla 14.2 ilustra funciones de los ciudadanos, de los planificadores y de los representantes electos en diferentes niveles del proceso de planificación.

Tiempos ■ La información pública y la participación ciudadana son por lo general actividades continuas durante el proceso de planeación, pero hay ciertas etapas clave de un programa de planeación que requieren esfuerzos importantes para informar e involucrar al público.

Es importante conducir los esfuerzos de información pública y participación ciudadana desde el principio del proceso de planeación. En esta etapa los fines son:

1. Informar a los ciudadanos y a los representantes de los objetivos y programación.
2. Interesar a los representantes y al público en la identificación de problemas, responsabilidades, ventajas, activos y otras condiciones que puedan afectar el programa de planeación.
3. Permitir a los funcionarios y al público en general participar en la formulación de metas y objetivos.

La segunda etapa del proceso de planeación requiere una extensa información al público; se pide la participación cuando los planes alternati-

TABLA 14.2 Participación pública en el proceso de planeación

Etapa del proceso	Función de los participantes*		
	Representantes electos	Ciudadanos	Planificadores
1. Definir alcances y desarrollar programa de trabajo	A		P
2. Recolección de información e inventarios			P
3. Pronosticar tendencias y necesidades			P
4. Análisis de problemas e identificación de metas	P	P	A
5. Desarrollar planes alternativos			P
6. Evaluar planes alternativos	P	P	A
7. Seleccionar y adoptar el plan	P	P	A
8. Desarrollar instrumentos de implementación	A		P

*P = función principal, A = función de apoyo.

vos se han formulado y evaluado. Los ciudadanos y funcionarios pueden ayudar a identificar otras alternativas no consideradas o pasadas por alto, a evaluar la capacidad de las alternativas para satisfacer metas y objetivos e identificar las alternativas favorables o características de dichas alternativas.

La información pública y la participación ciudadana se requieren también después de que un plan recomendado ha sido tentativamente seleccionado por el equipo de planificadores o departamento responsable. Esto permite a los funcionarios y a los ciudadanos comentar el plan seleccionado finalmente, identificar modificaciones potenciales al plan, lo que puede mejorar o incrementar el apoyo al plan y así registrar el apoyo o desaprobación del plan recomendado.

Mecanismos ■ Existen gran variedad de medios y técnicas disponibles para ofrecer información al público y establecer la participación ciudadana. Debido a que todas estas técnicas y medios tienen limitaciones, un buen programa incluye varias técnicas.

La meta de un programa de información pública es la comunicación eficiente de sus aspectos claves a una numerosa audiencia. Las herramientas y técnicas que más se utilizan para dar información al público y representantes electos son, entre otras, comisiones de asesoría, avisos directos por correo (incluyendo boletines y resúmenes del proyecto), uso de medios impresos (publicaciones noticiosas, artículos y periódicos de formato pequeño o suplementos), radiodifusión (incluyendo programas de radio y TV) y reuniones públicas.

Los medios y técnicas más comunes que se usan para la participación ciudadana son los comités consultivos, las asambleas y audiencias públicas y encuestas de opinión pública. Aunque la creación de comités de consulta ciudadana limita la participación a un pequeño número de ciudadanos, éstos están bien informados de los resultados y alternativas. Hay que tener cuidado de asegurarse que los comités sean representativos de la comunidad o audiencia escogida.

Las asambleas y audiencias públicas, a veces requeridas legalmente, se incluyen en la mayoría de los programas de planeación. Ellas ofrecen la oportunidad para presentar y obtener información y opiniones de los ciudadanos y funcionarios. Ordinariamente, el programa de tales asambleas incluye una presentación general inicial, preparada para dar información a los ciudadanos y funcionarios asistentes, seguida de un debate para aquellos que quieran presentar opiniones y participar en el análisis o evaluación. Se debe procurar en la programación que las asambleas y audiencias públicas se realicen en horas y lugares convenientes para los representantes y cuidadanos, y que el ambiente y programa sean propicios para estimular la participación. Deben evitarse las presentaciones largas y técnicas, expuestas por los equipos de planificadores o consultores. Un ambiente excesivamente formal o legal en las asambleas y audiencias públicas

puede ser intimidatorio y nocivo para la participación.

Las encuestas y cuestionarios a la opinión pública son de uso común en los programas de participación cuidadana. Pueden ser cuestionarios escritos, distribuidos por correo o entregados personalmente en las asambleas públicas, o mediante entrevistas personales o telefónicas donde el entrevistador graba las respuestas a las preguntas estandarizadas.

Las entrevistas personales y telefónicas son medios eficaces para obtener participación ciudadana. Estas técnicas, al requerir un entrevistador, implican usualmente un mayor esfuerzo y costo que los cuestionarios por correo. Se pueden solicitar voluntarios en algunas localidades para que conduzcan las entrevistas. El empleo de un entrevistador ofrece la oportunidad de explicar las preguntas y prestar ayuda si el ciudadano está confundido.

Problemas y riesgos ■ Los principales riesgos que hay que evitar en un programa de información pública son la confusión, el tedio y una distribución limitada. Como el propósito es comunicar del modo más eficaz las características importantes del plan al mayor número de personas, son de importancia máxima la brevedad y la claridad. El lenguaje no debe ser técnico. Los gráficos de interés (dibujos, gráficas y fotografías) deben usarse libremente para mantener el interés y facilitar el entendimiento de la información importante. Los documentos largos y técnicos son muy voluminosos e incómodos para distribuirse ampliamente, y dan por lo general más información de la que el ciudadano promedio necesita o desea. Resúmenes de proyecto, artículos o presentaciones cortas pueden ser ampliamente distribuidos y lograr la comunicación más efectivamente a un gran número de personas.

Un problema significativo de la participación ciudadana es asegurar que los ciudadanos que participen (y sus puntos de vista y opiniones) sean representativos de la población como un todo, y el que las técnicas de muestreo sean realmente aleatorias y los resultados sean representativos. Se puede suponer que los participantes voluntarios en los comités consultivos y en las asambleas o audiencias públicas no son representativos de una población en general. Por otro lado, la inclusión de ciudadanos con gran interés o que probablemente puedan ser afectados por el plan, es crucial para el éxito de cualquier proyecto de planeación, pese a que las opiniones puedan no representar la población total.

Es difícil estructurar técnicas de medición y cuestionarios por escrito para obtener respuestas representativas. Los mejores resultados se podrán obtener por la consulta a expertos en el levantamiento de encuestas de opinión y diseño de cuestionarios, para asegurar que las técnicas para el levantamiento de las encuestas están bien formuladas de modo que se obtengan resultados imparciales. Igualmente, se puede esperar que los funcionarios electos sean representativos de la totalidad de su distrito. La inclusión de representantes elegidos en el proceso puede ser buen medio para garantizar que intereses individuales, y grupos no representativos, no estén ejerciendo una influencia indebida sobre las consecuencias y los resultados.

Cada técnica de información al público y participación ciudadana tiene limitaciones e inconvenientes; por lo tanto, se deben incluir dichas técnicas que combinadas se complementan entre sí. Casi todos los programas de información pública y de participación ciudadana deben incluir comités consultivos, asambleas y audiencias públicas, información y difusión de ésta a través de los medios radiofónicos e impresos, encuestas de la opinión pública y una profusa distribución de resúmenes de los programas y proyectos.

14.6 Proyecciones y pronósticos

Las proyecciones y los pronósticos se hacen para determinar las necesidades futuras de suelo y recursos, y la demanda de servicios públicos. En la mayoría de los casos las proyecciones y pronósticos se basan en datos y tendencias históricas, modificadas por las expectativas futuras y cambios anticipados. Los datos históricos se encuentran en varias dependencias federales y en las de planeación estatal, regional y local.

Puesto que las proyecciones y los pronósticos se ocupan del futuro y lo desconocido, su validez deber ser tomada con precaución. No es imposible predecir con exactitud los efectos futuros de los cambios tecnológicos y sociales.

Las proyecciones para regiones más grandes y heterogéneas son generalmente más exactas que las preparadas para áreas geográficas pequeñas o para áreas especializadas u homogéneas. Las proyeccio-

nes a corto plazo son más exactas, por lo general, que las proyecciones a un futuro distante.

Las proyecciones basadas en la extrapolación de unos pocos años de historia reciente corren el riesgo de estar influenciadas por sucesos o tendencias de corto plazo y poco usuales. Utilizar una base de datos históricos mayor asegura que la tendencia futura proyectada no está basada en desviaciones con respecto a los patrones históricos. Puesto que pueden acontecer rápidamente cambios básicos en la tasa de crecimiento y patrones de desarrollo, las tendencias y sucesos recientes deben tomarse en cuenta y evaluarse para determinar si ejercen influencia duradera en años futuros.

Uno de los errores más comunes al hacer pronósticos y proyecciones para el futuro es el suponer que los patrones históricos y sus relaciones permanecen constantes. Hay, en realidad, cambios que son sustanciales en periodos relativamente cortos en las relaciones entre población o empleo y las medidas de la demanda de suelo o de servicios públicos. En algunas localidades, por ejemplo, en años recientes ha habido una rápida disminución en el número de personas por vivienda. Esto trae como efecto un requerimiento significativo de viviendas adicionales, pese a la ausencia de crecimiento de la población, lo cual resulta en la declinación de la densidad de población, aunque la densidad de vivienda por hectárea permanezca igual. Otras relaciones y factores que han mostrado un cambio sustancial son la densidad relativa de empleo industrial, expresada como empleados por acre; la razón entre empleo total y poblacion; número de automóviles por familia y otros factores básicos similares usados en las proyecciones y pronósticos. En todos los casos conviene utilizar datos locales, para comparar éstos con los de otras comunidades similares y para evaluar cuidadosamente cambios potenciales en la tendencia y relaciones futuras.

Población ■ Las proyecciones y pronósticos de población son fundamentales para la mayor parte de los estudios de planeación, puesto que la población es una de las medidas más importantes para las demandas de suelo, de bienes y servicios públicos. Los datos históricos de la población se puede obtener de las publicaciones censales y de las dependencias estatales regionales o locales de planeación. Además, las proyecciones y pronósticos de la población al futuro son hechas comúnmente para distintas localidades y regiones de un estado, y por las oficinas de planeación estatales, regionales y locales.

La metodología más utilizada para hacer proyecciones de población es la técnica conocida como sobrevivencia de grupos humanos, que estima el incremento de la población residente, subdividiendo a la población en clasificaciones de edad y sexo y aplicando tasas específicas de natalidad y mortalidad a dichas clasificaciones. La migración se incluye en el análisis al examinar las tasas históricas de migración y estimar la migración futura.

La migración o emigración de la población de una región o localidad es el componente que produce cambios en la población más difíciles de pronosticar con exactitud. La migración está influenciada en gran medida por el empleo y la disponibilidad de oportunidades de trabajo. Por lo tanto, es importante coordinar los pronósticos de población con los pronósticos de las condiciones económicas futuras y de empleo. Las tasas históricas de migración no deben suponerse automáticamente como constantes, y los pronósticos de migración futura deben basarse en tasas anticipadas de empleo y creación de fuentes de trabajo.

Las técnicas simples para la proyección de la población se usan con frecuencia en donde no hay proyecciones de las oficinas de planeación, y donde no se justifica el tiempo y el esfuerzo implicado en hacer un pronóstico con la técnica de sobrevivencia de grupos humanos. Dichas técnicas incluyen la proyección gráfica o proyecciones aritméticas o geométricas, basadas en las tasas históricas de crecimiento. La proyección del crecimiento futuro de la población, basada en tendencias históricas es por lo común inexacta, por lo que dichos métodos deben usarse preferentemente como comprobación de otras técnicas que sirven para pronosticar la población. Si se dispone de proyecciones de empleo futuro para un área dada, es posible proyectar la población futura como una proporción entre población y empleo, tomando en cuenta los cambios potenciales en dicha proporción.

Debido a incertidumbres en las proyecciones y pronósticos de la población, particularmente para pequeñas comunidades, es deseable por lo general utilizar distintas técnicas y establecer una variedad de expectativas racionales potenciales de los pronósticos sobre población a futuro. Una vez que se establece dicha variedad, pueden evaluarse los efectos de aplicar el máximo o el mínimo y las posibles consecuencias de una sobrestimación o su-

bestimación. En ocasiones, la inexactitud en los pronósticos puede alterar simplemente la vida útil del diseño de una instalación por unos cuantos años; en otros casos, pueden ser bastante serias las consecuencias de los pronósticos inexactos.

Factores económicos ■ En la mayoría de los estudios de planeación es necesario identificar los puntos fuertes y débiles presentes de la economía local, y su potencial futuro, así como las necesidades de crecimiento. Los factores que se deben considerar primero son el empleo, características de la fuerza de trabajo, ingreso y oportunidades de mercado al menudeo. La economía local es la base del crecimiento de la población, pues el crecimiento de la economía local es lo que crea trabajos y afecta las tasas de migración.

Los estudios económicos de ordinario se restringen a grandes áreas o regiones. En la mayoría de las regiones urbanas de Estados Unidos, la unidad de estudio básica para proyecciones económicas es el Metropolitan Statistical Area (*MSA*, región estadística metropolitana) tal como es definida por el gobierno federal. Una MSA es más apropiada para estudios y proyectos económicos que una zona pequeña, debido a que la MSA es relativamente autosuficiente desde un punto de vista económico (como ejemplo, la mayoría de la gente que vive dentro de una MSA también trabaja dentro de la MSA).

Los métodos más comunes para hacer proyecciones y pronósticos económicos incluyen estudios económicos básicos de insumo-producto. Éstos se usan menos para áreas metropolitanas pues son un tanto más complicados que los estudios económicos base. Los estudios económicos base examinan la porción de la economía local (la economía base) que exporta bienes y servicios de la región y genera ingresos provenientes del exterior de la región. Este ingreso de fuera genera otras actividades económicas locales a través de un efecto multiplicador. La técnica de la economía base utiliza razones para desarrollar relaciones entre la actividad exportadora del mercado de base, la actividad del mercado local y sobre todo de la actividad económica local.

Las proyecciones de empleo y otros factores económicos se subdividen en clasificaciones acordes con el Standard Industrial Classification Codes (códigos de clasificación industrial estándar, SICC). Esto hace que los datos de proyección económica sean más útiles para convertirlos en proyecciones relacionadas con las necesidades de suelo, tasas de generación de basura y otros datos requeridos en el proceso de planeación.

Requerimientos de suelo ■ Los pronósticos de necesidades futuras de conversión de uso del suelo se basan generalmente en los pronósticos de población y de empleo. Los datos de población se usan comúnmente como base para proyectar las necesidades de todos los tipos de usos del suelo, para regiones que son relativamente autónomas desde un punto de vista económico. Donde se encuentran disponibles proyecciones de empleo, pueden usarse para pronosticar las necesidades de suelo para comercio e industria. En los casos en que se cuenta con pronósticos de población y de empleo, ambos métodos deben usarse y compararse entre sí. La información sobre usos del suelo y sus proyecciones generalmente se subdividen en clasificaciones. Éstas se basan frecuentemente en el Standard Land-Use Coding Manual, pero varían de comunidad a comunidad. Las clasificaciones más comunes de usos del suelo son la residencial, industrial, transportación, comunicaciones y empresas para el servicio público; comercio de mayoreo y menudeo, culturales, instalaciones para entretenimiento y recreativos, producción y extracción de recursos, áreas no desarrolladas y de aguas. Es útil usar un sistema de clasificación que sea compatible con el de otras dependencias de planeación ya sean estatales, regionales o locales que trabajen en el sector.

Cuando se hacen pronósticos de necesidades futuras de cambios en el uso del suelo, es aconsejable basar las suposiciones de densidad en los patrones de uso del suelo y condiciones locales existentes. Para un nuevo desarrollo es preferible desarrollar modelos que reflejen densidades de desarrollo típicos recientes. El uso de modelos que incluyan desarrollos antiguos pueden no reflejar los tipos o densidades futuras. Las densidades de desarrollo deben examinarse o compararse con modelos de otras comunidades típicas para lograr valores representativos. Una vez determinados, es posible obtener estándares de densidad para desarrollos futuros con base en datos y tendencias históricas, así como en modificaciones por cambios futuros anticipados o por políticas del plan. Es posible para una comunidad estimular las densidades de ocupación para que sean más altas o bajas que las históricamente experimentadas, mediante la adopción de políticas de planeación y la ejecución de acciones que fomenten cambios en la densidad.

Recursos y calidad del ambiente

14.7 Suelos, geología y características del suelo

Un análisis geológico del suelo y sus características del área sujeta a planeación permite al planificador entienda las características de la superficie y del subsuelo, para ubicar los distintos usos del suelo en áreas compatibles con ellos.

Implicaciones y problemas potenciales ■ Los problemas potenciales que surgen de las condiciones superficiales y subterráneas del suelo se pueden dividir en problemas humanos y problemas ambientales. Los primeros incluyen peligros para la salud, lesiones potenciales, pérdidas de vidas y pérdidas económicas. Los peligros para la salud y lesiones potenciales o pérdidas de vida pueden ocurrir por daños causados por temblores, derrumbes o contaminación de la superficie o aguas subterráneas. Las pérdidas económicas causadas por la falta de atención a las condiciones superficiales y subterráneas pueden ser sorprendentes en magnitud. Son ejemplos los altos costos de la construcción debidos a altos niveles freáticos, lecho rocoso de poca profundidad o suelos inestables y compresibles, altos costos de mantenimiento debido a suelos expansivos, compresibles o inestables, o erosión excesiva y sedimentación; y daños a propiedades causados por temblores, derrumbes y suelos expansivos, compresibles o inestables.

Los problemas ambientales incluyen los daños a los recursos, como la contaminación de la superficie y aguas subterráneas causadas por la erosión o mala ubicación y diseño de los sitios donde se vierten los desechos. Un problema importante pero descuidado, relativo a los recursos, puede ser la pérdida de la fertilidad y productividad del suelo causado por la erosión excesiva. Otro factor que puede ser importante en algunos lugares es la incapacidad para extraer o utilizar los recursos minerales del subsuelo, una vez que se ha permitido que el desarrollo urbano se lleve a cabo en la superficie del terreno.

Además de los daños a los recursos, pueden citarse la alteración de los ecosistemas naturales, disturbios al hábitat silvestre y desmonte de la capa vegetal. Pueden ocurrir problemas estéticos como la pobreza visual o de calidad escénica como resultado de la urbanización o incompatibilidad visual con el paisaje.

Datos y factores pertinentes que se deben considerar ■ En la mayor parte de Estados Unidos existe una cantidad considerable de datos sobre las características superficiales y del suelo. El uso e interpretación apropiada de dichos datos requiere una habilidad y experiencia considerables. Como en el caso de la mayor parte de las otras disciplinas especializadas en la planeación regional y comunal, es recomendable consultar a expertos calificados en suelos y geología durante el proceso de interpretación y evaluación de los datos, para determinar las conclusiones.

La información se utiliza más en la evaluación de las condiciones de la superficie y del subsuelo incluye fotografías aéreas, planos topográficos, reportes y planos geológicos, levantamiento de suelos, información sobre pozos y registro de perforaciones. La U. S. Geological Survey e investigaciones geológicas estatales son fuentes de planos topográficos y de mapas y reportes geológicos. Las investigaciones geológicas estatales y de las agencias para el abastecimiento de agua o del medio ambiente pueden ser una buena fuente para obtener datos sobre pozos y perforaciones. Las fotografías aéreas se pueden adquirir generalmente en varias dependencias federales, estatales y locales.

En casi todas las zonas de Estados Unidos se dispone de modernas investigaciones del suelo (como las del Soil Conservation Service of the U. S. Department of Agriculture). Estos estudios detallados del suelo son una primera herramienta para los planificadores regionales y locales, de modo que pueden evaluar las condiciones de la superficie y del subsuelo. Los estudios del suelo del USDA se limitan a estudios de depósitos superficiales. Dichos estudios son convenientes para la planeación general de localización; para estudios específicos de sitio, dicha información necesita ser complementada con información más detallada obtenida en campo.

Los factores específicos dependerán del problema particular o uso del suelo en cuestión. Los factores importantes para la mayoría de los estudios de planeación son:

1. Topografía (levantamiento de nivel) y forma del terreno.
2. Cubierta vegetal existente.
3. Características hidrológicas superficiales y áreas sujetas a inundaciones.

4. Profundidad y tipo del lecho rocoso.
5. Profundidad, calidad y disponibilidad de aguas subterráneas.
6. Patrones de los flujos de agua subterránea.
7. Tipos y características del suelo (fertilidad y productividad, erosión, dureza, estabilidad, compresibilidad, características de expansibilidad y permeabilidad).
8. Localización de los recursos minerales, incluyendo arena y grava.

Análisis de idoneidad del suelo ■ Uno de los instrumentos más importantes para tomar decisiones de localización y asentamiento, como parte de los estudios de planeación es el análisis de la idoneidad del suelo para diferentes propósitos o usos del suelo.

Un método común para el análisis de la idoneidad del suelo es el proceso de múltiple superposición de mapas, el cual implica cuatros pasos básicos.

Primero, son seleccionados los factores de importancia para el uso del suelo o el asentamiento en cuestión. Por ejemplo, si el problema es localizar un relleno sanitario, los factores importantes pueden comprender las características de las pendientes, el tipo de suelo, la profundidad al lecho rocoso y al nivel freático y la evaluación del peligro de inundaciones o la distancia a los cuerpos de agua superficiales.

En el segundo paso se establecen criterios dividiendo cada factor en grados relativos de conveniencia. Volviendo al ejemplo de localizar un relleno de basura, el factor de la pendiente se puede subdividir en ligeras limitaciones (pendientes a nivel), limitaciones moderadas (pendientes moderadas) y limitaciones severas (pendientes pronunciadas).

En el tercer paso se prepara un plano de idoneidad para cada factor de toda la zona en estudio. El plano indicará las zonas que tienen limitaciones moderadas, ligeras o severas.

El cuarto y último paso es combinar la información de los planos de los factores individuales para obtener un plano compuesto de idoneidad del suelo con base en todos los factores. Hay dos métodos usados comúnmente para producir planos compuestos. El primer método consiste en superponer simplemente los planos de cada factor individual, uno sobre otro y usar la composición visual obtenida. En el plano de cada factor se señalan las zonas con las restricciones más severas como zonas más oscuras o sombreadas, mientras que las zonas de menor límite se expresan como zonas menos sombreadas o más claras; al sobreponer dichos planos uno sobre otro, se produce un mapa compuesto en el cual las áreas más oscuras son las menos aptas y las más claras representan las más convenientes, tomando en cuenta todos los factores incluidos en el análisis.

Otro método del que se puede derivar un plano compuesto es el de dividir el área en unidades suficientemente pequeñas, por ejemplo usando una retícula bidimensional y asignando valores a cada célula de dicha retícula, una por factor. Se obtiene una evaluación matemática, contabilidad compuesta derivada de cada célula y basada en la evaluación de cada factor. Los resultados compuestos de cada célula se colocan en un plano compuesto, que dará por resultado un plano compuesto completo que refleja todos los factores utilizados en el análisis.

Varios ejemplos prácticos aplicados en las técnicas para el análisis de idoneidad del suelo en la obra de los problemas de planeación pueden encontrarse en Ian McHarg, *Design with Nature*, Natural History Press, Garden City, New York, e información reciente y actualizada, considerando las técnicas se incluye en la de Chapin and Kaiser, *Urban Land Use Planning*, University of Illinois Press, Chicago.

Los análisis de idoneidad del suelo tienen ciertas ventajas al tomar decisiones de localización y asentamiento, como parte de los estudios de planeación. Esta técnica tiene la capacidad de analizar la aptitud de todo el terreno que se encuentre dentro del área considerada y no se limita a unos pocos sitios alternativos ya elegidos. La técnica se puede adaptar para el uso de los datos existentes en la mayoría de áreas. La técnica, conveniente para el análisis manual y las posibilidades de las pequeñas oficinas de planeación o firmas consultoras, también se adapta al uso de computadoras y técnicas moderadas de procesamiento de datos. Además, una de las ventajas más importantes del análisis de la idoneidad del suelo es que ofrece la capacidad de comunicar y explicar un complejo análisis multifactorial ambiental en un formato sencillo y comprensible para los funcionarios públicos y para el público en general. Por tanto, el análisis de idoneidad del suelo puede ser frecuentemente un instrumento útil para la explicación y apoyo de las decisiones sobre localización y asentamiento en controversia.

14.8 Recursos hidráulicos y abastecimiento

Uno de los aspectos fundamentales en la planeación para el futuro desarrollo urbano y usos del suelo es la provisión de un adecuado abastecimiento de agua para satisfacer las necesidades domésticas y comerciales de agua potable, industriales, para la irrigación, agua para enfriamiento y generación de energía. El sistema básico de abastecimiento de agua incluye las fuentes de abastecimiento, su tratamiento (si se requiere) y la distribución a los usuarios. El almacenamiento del agua, tratada o no, es un elemento importante para todos los sistemas de abastecimiento de agua.

Uso y consumo del agua ■ Puede disponerse de agua para uso doméstico, fabricación o enfriamiento industriales, generación de energía y otros fines, para su reutilización en un lugar cercano. El agua que se convierte en vapor por evaporación o transpiración de las plantas se considera consumida, pues no se puede reutilizar. La irrigación es el aspecto más significativo del consumo de agua. (Véase la sección 21 para más detalles para el abastecimiento, uso y demanda de agua.)

Hay variaciones temporales en el abastecimiento y la demanda de agua. Las variaciones en la cantidad de agua disponible se deben a las condiciones de sequía prolongada o variaciones estacionales en la precipitación, flujo de los ríos y recarga del agua subterránea. Las variaciones en la demanda y uso del agua son causadas por tendencias a largo plazo (incremento de la población, crecimiento industrial, incremento o decremento en el uso per cápita), variaciones estacionales (agua de riego) y fluctuaciones diarias u horarias debidas a los estilos de vida o la lucha contra los incendios.

Los embalses y otras obras de almacenamiento se usan comúnmente para controlar las fluctuaciones en el abastecimiento o la demanda de agua. El almacenamiento del suministro básico de agua sin tratar en represas superficiales se usa generalmente para controlar el abastecimiento durante sequías largas o por variaciones estacionales. Almacenar el agua ya tratada cerca del sistema de distribución es, por otro lado, una técnica común para satisfacer las fluctuaciones a corto plazo, diarias u horarias en la demanda de agua. En todos los casos se debe proveer suficiente almacenamiento, para que satisfaga periodos en que la demanda sea mayor que las capacidades básicas de suministro o distribución. La extracción de las unidades de almacenamiento durante los periodos en que la demanda es mayor que la capacidad básica se compensa posteriormente llenando dichas unidades cuando la demanda es menor que la capacidad básica de abastecimiento. Donde se usa el agua subterránea como suministro, los acuíferos en sí mismos pueden actuar como almacenamiento. Para un periodo largo, la extracción debe equilibrarse mediante recargas para evitar el agotamiento de las fuentes subterráneas.

La sobredemanda y los patrones de uso del agua pueden afectarse significativamente mediante políticas de mediación y de precios y con información y programas reguladores dirigidos hacia la conservación del agua.

Desarrollo y protección de abastecimientos de agua ■ El abastecimiento básico de agua para una comunidad o región se obtiene de fuentes superficiales o subterráneas de agua. Las aguas superficiales se pueden tomar directamente de las corrientes de los ríos y extrayéndolas de lagos y represas. La extracción directa de los ríos, sin almacenamiento, es factible normalmente sólo donde los bajos niveles durante periodos de sequía prolongada son mayores que la demanda máxima de agua. Los ríos también están sujetos a rápidas variaciones en la calidad del agua y son vulnerables a las descargas de tóxicos y sustancias peligrosas.

La extracción de lagos y represas es el recurso más común de agua para la mayoría de las áreas metropolitanas. Los lagos y embalses ofrecen gran capacidad de almacenaje para compensar las demandas por sequías prolongadas y para adecuar las fluctuaciones estacionales cortas. Los lagos y embalses tienen ventajas y desventajas desde el punto de vista de la calidad del agua. En grandes volúmenes cualquier sustancia se diluye más; los lagos y embalses están menos sujetos a cambios significativos en la calidad del agua, ya sea por contaminación temporal o accidental. Por otro lado, debido a un mayor tiempo de retención del agua en lagos y embalses, la contaminación se retiene más tiempo que donde circula el agua. Muchos lagos y represas están sujetos a un proceso de envejecimiento natural, denominado eutroficación. Los cambios en el uso del suelo y el desarrollo de actividades en la cuenca del lago o embalse pueden acelerar la descarga de sedimentos y nutrientes en ellos, acelerando el proceso de eutroficación y creando condiciones

inadecuadas por el crecimiento excesivo de yerbas acuáticas y de algas.

En muchas zonas, una parte o la totalidad de las necesidades básicas de agua se pueden satisfacer mediante el uso de aguas subterráneas. Es importante la protección de las áreas de recarga y de descarga de las aguas subterráneas en el manejo de dicho recurso. Las áreas de donde brotan las aguas subterráneas, como los manantiales o tierras húmedas, son importantes para proveer el flujo básico en corrientes superficiales. La protección de las áreas donde se recargan las aguas subterráneas es crítica para la protección de dichas fuentes subterráneas de agua. La descarga de contaminantes en las áreas de recarga puede ser causa de daño para la totalidad del manto acuífero y eliminar a éste como fuente de abastecimiento. Además, los cambios en el uso del suelo y las actividades en la superficie, sobre áreas de recarga pueden afectar el grado de la recarga y limitar la capacidad de abastecimiento del acuífero a largo plazo.

La calidad del agua subterránea puede afectarse adversamente por las prácticas comunes de descarga de desechos o la aplicación de productos químicos a la tierra. Las prácticas importantes de eliminación de desechos incluyen fosas sépticas, desechos animales, tiraderos de basura y lagunas de almacenamiento o tratamiento de desperdicios. La localización y diseño adecuado de estas instalaciones puede evitar la contaminación de aguas freáticas. La aplicación a gran escala de fertilizantes en la tierra, insecticidas, herbicidas y el uso de sales anticongelantes en los caminos y otros productos químicos son más difíciles de controlar y pueden tener un efecto muy extenso en la calidad del agua. Los pozos en que se inyectan los desperdicios y tanques subterráneos de combustible con fugas pueden también crear problemas.

14.9 Desagüe e inundaciones

Los problemas por inundaciones y desagüe superficial, como temas de interés de los estudios de planeación comunal y regional, difieren en la magnitud de su gravedad. El interés principal con las inundaciones es el deseo de evitar lesionados y pérdida de vidas, así como reducir las pérdidas materiales causadas por inundaciones mayores (aquellas con recurrencia dentro de un intervalo de 25 a 100 años). Por otro lado, los sistemas para el drenaje superficial tienen que ver con el bienestar y el acceso a propiedades en tormentas relativamente menores (con intervalos de repetición de 2 a 10 años).

Prevención de daños por inundación ■

Los medios más importantes para reducir la pérdida de vidas y daños por inundaciones son los sistemas de alarma y evacuación, seguros contra las inundaciones, instalaciones a prueba de inundaciones, administración de cuencas hidrográficas, de terrenos inundables y estructural para el control de las inundaciones, como estanques, diques, represas y mejoramiento de canales.

Los sistemas de peligro de inundaciones y de evacuación son medios económicos y eficaces para evitar lesionados y pérdidas de vidas en inundaciones. Éstos son los medios más eficaces cerca de los grandes ríos cuando hay tiempo suficiente para dar aviso oportuno y permitir la evacuación. Los programas de aseguramiento contra inundaciones buscan minimizar las pérdidas económicas asociadas con pérdidas materiales y otras pérdidas causadas por las inundaciones, compensando dichas pérdidas.

La administración de tierras inundables es una técnica de administración del uso del suelo para evitar más pérdidas por inundaciones mediante la restricción de nuevos desarrollos y de construcciones en áreas sujetas a inundaciones. Esto se logra normalmente mediante restricciones de zonas en el área sujeta a inundaciones, con base en probabilidad de recurrencia de inundaciones cada 100 años. Estas restricciones comúnmente exigen que las nuevas construcciones se erijan sobre rellenos o sean elevadas por otro medio sobre el nivel calculado de las inundaciones. Los usos del suelo, y las actividades dentro del área propensa a inundarse, pueden limitarse a usos en que no sufrirían grandes daños por causa de inundaciones. En algunos casos se adopta un sistema de dos zonas. Se delimita el cauce de alivio (el área necesaria para conducir las aguas de la inundación sin grandes incrementos en tramos aguas arriba), y no se permiten en su interior rellenos u obstrucciones. En el resto del área propensa a inundarse (llamada área marginal o periférica de la inundación), las urbanizaciones o estructuras pueden permitirse si cuentan con protecciones contra inundaciones y están dotadas de accesos adecuados.

Existen técnicas para diseñar edificios y estructuras que resisten los daños por inundación, cuan-

do sea necesario construir dichas estructuras en terrenos inundables (como puede ser el caso de las plantas de tratamiento de desechos). Estas técnicas pueden complementarse con previsiones en la planificación y reglamentos de construcción. Dichas técnicas pueden ser costosas y sin embargo no garantizar un acceso adecuado a las estructuras. Por estas razones, el uso principal de esas técnicas debe tomarse en cuenta en aquellos momentos en que se necesita ubicar nuevos edificios en zonas inundables o donde existen estructuras de gran valor que necesitan ser protegidas.

La administración de cuencas puede alterar las posibles inundaciones, al reforzar la detención e infiltración del agua de lluvia en partes altas, y con ello disminuir el escurrimiento y la inundación resultantes. Tiene mayores éxitos, al reducir los daños por inundaciones cuando las tormentas son menores. Es muy efectiva para reducir el aumento de las inundaciones que resultan por cambios de uso del suelo y urbanización.

Las obras mayores para control de las inundaciones son el método más usado para reducir las inundaciones y los daños causados por éstas. Estanques para controlar inundaciones, diques, represas y mejoramiento de canales son los elementos de mayor uso en los programas estructurales para controlar las inundaciones. Estas obras usualmente requieren grandes desembolsos de capital. Dichas obras tienen efectos significativos directos en las condiciones de inundación. Son las obras más eficaces para proteger los desarrollos existentes y deben usarse en combinación con técnicas no estructurales, como la administración de tierras inundables, para ser completamente efectivas. Sin embargo, dichas obras son poco eficaces para evitar inundaciones mayores futuras y pérdidas causadas cuando se hayan ocupado tierras inundables. En algunos casos, los diques, represas y el mejoramiento a los canales pueden aumentar los periodos de inundación y daños en sitios que estén en un nivel inferior al área protegida por estas obras.

Sistemas de drenaje urbano ■ Los sistemas de drenaje urbano están diseñados para remover rápidamente el agua sobre la superficie del suelo, para evitar incomodidades y ofrecer accesibilidad a la propiedad en las tormentas menores. Los sistemas de drenaje urbano son costosos e implican una inversión importante por parte de los propietarios individuales y los gobiernos.

Conforme crecen las áreas urbanas la impermeabilidad aumenta en la medida en que el suelo se cubre de estacionamientos, calles y áreas cubiertas de techos. El aumento de la impermeabilidad acarrea graves aumentos de los escurrimientos del agua de la tormenta, la frecuencia e intensidad de las corrientes máximas y de las inundaciones debidas a tormentas. Como resultado de esto, se sobrepasan la capacidad y resistencia a la erosión de los canales naturales. Las mejoras subsecuentes a canales naturales y el confinamiento del flujo aceleran el proceso de desagüe aún más. El desarrollo completo de una cuenca para este fin puede causar índices máximos de escurrimiento algunas veces mayor que los experimentados antes del desarrollo.

En áreas de menor densidad, puede tener ventajas conservar el sistema de drenaje natural, más que intervenir en mejoras sustanciales para abrir canales y conductos. Donde la densidad del desarrollo y los patrones de uso del suelo lo permitan, la protección y preservación de los sistemas de drenaje natural pueden ofrecer las siguientes ventajas:

1. Costos inferiores a los de los sistemas colectores de agua de tormenta
2. Oportunidades de recreación y espacios abiertos
3. Panorama asociado con arroyos y caminos llenos de verdor incorporado a corredores de drenaje.
4. Reducción de la contaminación de fuentes no identificadas, al dotar de área de vegetación que filtre el escurrimiento superficial que penetra en la red de drenaje superficial
5. Disminución en la erosión de las orillas y lecho del río por estabilización mediante vegetación y protección de las orillas del río
6. Oportunidades de compensar los aumentos del escurrimiento de aguas llovedizas, favoreciendo una mayor infiltración del escurrimiento de la tormenta
7. Reducción de los efectos de los aumentos máximos de escurrimientos e inundaciones dotando de lugares que sirvan como almacenes temporales y la detención del escurrimiento y aguas de la inundación

Los corredores ambientales, que son sistemas lineales de espacios abiertos construidos alrededor de las redes de drenaje y arroyos o ríos, ofrecen la

oportunidad de protección y de uso múltiple de corredores naturales del drenaje en las áreas urbanas. Los corredores ambientales se estudian con mayor detalle en la sección 14.12.

El uso de los canales naturales y el mantenimiento de sistemas de drenaje natural pueden no ser factibles o económicos en zonas de alta densidad. Además, las técnicas de control de cuencas en tierras altas, que incluyen la detención e infiltración de los escurrimientos de tormentas, son necesarias para compensar los aumentos potenciales en los volúmenes máximos del flujo de escurrimiento en condiciones superiores a las naturales. Si dichos incrementos no son reducidos, el cambio de las condiciones naturales puede desestabilizar los canales naturales y causar la subsecuente erosión y sedimentación.

En áreas urbanizadas, las calles y calzadas son partes fundamentales e integrales del sistema de drenaje urbano. Las calles locales y los desagües de éstas pueden ser los conductores principales del escurrimiento de las tormentas menores, por lo que necesitan ser ubicados, diseñados y mantenidos sin olvidar su función como drenajes.

14.10 Calidad del agua y eliminación de desechos

Los problemas causados por la calidad del agua y la eliminación de desechos frecuentemente sobrepasan los límites municipales, de aquí que sean tratados a nivel regional. Por su naturaleza, en general requieren la cooperación y coordinación estrecha entre dependencias de planeación, las reguladoras del medio ambiente estatales y federales, las unidades locales de gobierno y las oficinas especializadas de alcantarillado y de desperdicios sólidos.

Objetivos en la calidad del agua ■ El primer paso en el proceso de planeación es establecer objetivos sobre la calidad del agua, relacionados con los usos deseados o propuestos para el agua superficial y subterránea. Los usos del agua usualmente considerados son como agua potable, uso industrial como refrigerante o para procesos, para abrevar ganado, irrigación, recreación, generación de energía y en el apoyo y propagación de peces y fauna acuática. En la mayoría de los casos se dan usos múltiples del agua.

Después que se determinan los usos que se harán de un cuerpo de agua se establecen normas específicas en la calidad del agua. Éstas, representan los límites mínimos o máximos para los parámetros específicos, conforme a los usos propuestos. Las normas de calidad del agua son establecidas por dependencias estatales reguladoras.

Cuando se evalúan las condiciones y objetivos para la calidad del agua superficial, es importante distinguir entre las condiciones de flujo básico y las de flujo máximo. La calidad del agua de flujo básico, o la calidad del agua durante condiciones de flujo bajo, es de interés para usos continuos de agua y para la recreación, además del apoyo y propagación de los peces y fauna acuática. Las condiciones de la calidad del agua de flujo básico existen la mayor parte del tiempo y se ven afectadas continuamente por las aguas negras municipales e industriales y por descargas de agua de enfriamiento. La calidad de las contribuciones del agua subterránea al flujo básico también pueden ser importantes en la determinación de la calidad del agua de flujo básico. La calidad del agua llovediza en condiciones de flujo máximo puede ser importante en algunos casos, particularmente si la calidad del agua llovediza es inferior que la del flujo básico. Las condiciones de la calidad del agua llovediza son temporales y de mayor implicación para determinar la aportación de contaminantes a los cuerpos de agua situados aguas abajo.

La descarga de materiales orgánicos y productos químicos de municipios e industrias causa contaminación. La contaminación térmica puede provenir de descargas de aguas para enfriamiento de las industrias y de generación de energía. Dichas descargas implican volúmenes muy grandes de agua con temperaturas elevadas y éstas pueden afectar otros usos del agua y tener efectos significativos sobre los peces y fauna acuática.

Tratamiento y descarga de aguas residuales ■ El método más común en zonas urbanas es recolectar las aguas residuales municipales e industriales en una central de aguas residuales o en una planta de tratamiento de aguas negras, tratar las aguas y descargarlas en aguas superficiales. Las principales alternativas para el tratamiento y descargas superficiales son el uso de aguas residuales, tratadas o no, en la tierra, la inyección subterránea de las aguas de desperdicio y el reciclaje de aguas residuales tratadas para su reutilización directa.

Aunque estos métodos alternativos no son usados ampliamente, pueden ser apropiados para circunstancias específicas.

Las plantas para tratamiento de aguas residuales pueden utilizar métodos biológicos o físico-químicos estudiados en la sección 22. El nivel o grado de tratamiento usado varía; sin embargo, el tratamiento secundario que utiliza procesos biológicos es bastante común. Este tipo de tratamiento elimina alrededor de 80 a 90% de las materias sólidas y orgánicas de las aguas residuales y es económico.

Los tratamientos avanzados (posteriores al secundario) se aplican donde son necesarios para alcanzar los objetivos de calidad; requieren procesos adicionales dirigidos a la reducción o eliminación de sustancias o constituyentes específicos del agua residual.

Además de remover sólidos, materias orgánicas y otras sustancias de las aguas de desecho, es necesario desarrollar medios ambientales inocuos para eliminar sólidos, sedimentos y otras materias removidas en el proceso de tratamiento.

La ubicación de las plantas de tratamiento y el nivel de dicho tratamiento se seleccionan conforme a la capacidad de asimilación de las aguas receptoras. Los arroyos pequeños con pequeñas corrientes pueden ser capaces de absorber y purificar sólo cantidades pequeñas de agua de desecho. Cuando la carga de desperdicio proyectada sobrepasa la capacidad de asimilación del arroyo, las soluciones alternativas son encontrar otra ubicación para descargar, donde el agua receptora tenga una mayor capacidad de asimilación o se pueda aplicar un grado mayor de tratamiento. La regionalización del tratamiento de las aguas residuales (reemplazar varias plantas pequeñas de tratamiento por una gran planta regional) puede ser costeable en algunos casos debido a economías a gran escala. Las desventajas de la regionalización son la concentración de aguas residuales en una sola ubicación, lo que puede sobrepasar la capacidad de asimilación de los arroyos o ríos, más el costo adicional de transportar las aguas residuales a la planta regional de tratamiento.

En zonas rurales o de baja densidad no es económicamente factible, por lo común, instalar drenaje sanitario y plantas centrales de tratamiento de aguas residuales. Las fosas sépticas son los métodos más comunes para la eliminación de desechos en dichas áreas. Si se diseñan y mantienen apropiadamente, las fosas sépticas y sistemas de tuberías de arcilla para drenaje pueden ser un método permanente aceptable. Ello requiere suelos aptos para instalar los sistemas de losetas para el drenaje. También se necesita suficiente terreno para reemplazar el sistema cuando ocurra una falla. Se pueden utilizar técnicas especiales de construcción y diseño en lugares con suelos pobres, lechos rocosos, poco profundos y mantos freáticos altos, pero tales técnicas usualmente significan altos costos de instalación.

Contaminación de origen no definido

■ Un elemento importante en la planeación regional de la calidad del agua es la contaminación de origen no definido. Ésta se define generalmente como contaminación de fuentes extensas o dispersas, difusas, como el escurrimiento de tormentas en superficies urbanas y rurales, así como contaminación por actividades como la minería y la silvicultura. El principal problema con la contaminación de origen no definido es el cargar de contaminantes los cuerpos de agua, aguas abajo, particularmente con sedimentos y nutrientes de plantas.

Los sedimientos afectan la claridad del agua y la fauna acuática, y la acumulación de sedimentos puede afectar adversamente a los hábitats, como las zonas de desove, obstruir las estructuras de drenaje, reducir la capacidad de flujo y crear problemas a la navegación. Además, los sedimentos frecuentemente acarrean otros contaminantes como son nutrientes, metales y sustancias tóxicas. Los nutrientes de plantas (como el fósforo y nitrógeno) pueden crear algas perjudiciales y yerbas acuáticas en los cuerpos de agua río abajo y acelerar la eutroficación (o envejecimiento natural) de los lagos y embalses río abajo.

El fósforo es el nutriente de las plantas más relacionado directamente con las actividades de las personas, y más sujeto a control, y frecuentemente al nutriente que limita el crecimiento de la planta. Por eso, el control de la contaminación de origen no definido se enfoca hacia el control del fósforo. Los materiales orgánicos, metales y sustancias tóxicas también pueden afectar los escurrimientos urbanos, y los insecticidas y herbicidas pueden ser elementos importantes de preocupación en las zonas agrícolas.

Las principales fuentes urbanas de contaminación de origen no definido son la erosión de los lugares en construcción, de los escurrimientos de las tierrras ya urbanizadas y de los desagües de las calles y estacionamientos. La erosión de lugares en construcción es frecuentemente la mayor fuente de

sedimentos y contaminantes en escurrimientos de zonas en desarrollo urbano, porque la erosión de lugares en construcción que están desprotegidos ocurre en proporciones de 10 a 100 veces de la erosión normal de campos de cultivo. Las acciones de control de la contaminación urbana de origen no definido son el manejo de vegetales y control de la erosión de los sitios en construcción; la retención e infiltración del desagüe urbano, mejora en las prácticas domésticas como el barrer la calle y el recoger las hojas y escombros de los patios.

Las principales fuentes de contaminación agrícola de origen no definido son el escurrimiento de los corrales y de las concentraciones de ganado, así como el escurrimiento y erosión de terrenos de cosecha. Las aguas de retorno para irrigación pueden crear también problemas importantes de calidad de agua en algunas partes. Las prácticas de administración dirigidas al control de la contaminación de origen agrícola no definida son la conservación de suelos, programas para control de los desagües de corrales, el manejo de desperdicios ganaderos y la cuidadosa aplicación de fertilizantes e insecticidas.

Existen otras fuentes potenciales de contaminación de origen no definido como son la minería, silvicultura y tala. Las prácticas de manejo y control de vegetación y erosión son aplicables en muchas de estas fuentes no definidas. Además, se utilizan otras prácticas de control para solucionar problemas en particular.

Eliminación de desechos sólidos ■ La recolección y eliminación de desechos sólidos es uno de los servicios más importantes y costosos de las áreas urbanas.

La reconversión de desechos (reciclaje) y la reducción del volumen de desechos sólidos se utilizan regularmente para reducir la cantidad de desechos para su eliminación final. La recuperación de recursos puede dirigirse a la recuperación del valor de la energía, de los materiales y del valor orgánico o biológico de desechos sólidos. La recuperación de energía es la producción de vapor o agua caliente mediante la incineración o quema directa.

Además de recuperar recursos, la incineración ha sido usada comúnmente como técnica para reducir el volumen de desechos sólidos. La conversión de materiales de desecho en combustibles para la generación de energía se practica también en varias partes. Las instalaciones para convertir desechos sólidos en combustibles para la generación de energía o para producir vapor, o electricidad mediante la incineración directa de desechos, implica altos costos en la construcción inicial y en costos anuales para operación y mantenimiento. Importantes ahorros se pueden lograr si los combustibles obtenidos de desechos sólidos pueden ser quemados en calderas existentes o instalaciones para la generación de energía como sustitutos de una parte del combustible normal.

Los materiales orgánicos pueden reciclarse frecuentemente mediante su reincorporación a la tierra y, procesando y usando estos desechos como acondicionadores de suelos, fertilizantes naturales y para control de la erosión. Este método puede aplicarse a residuos de cosechas, al estiércol animal, a lodos remanentes del tratamiento de aguas, a desechos de árboles, de patios y hojas, a desperdicios del envasado de alimentos y a otros desechos orgánicos que se pueden descomponer.

Algunos materiales pueden ser recobrados y reciclados de desechos sólidos, ya sea antes o después que tales desechos se hayan recolectado. Este método se aplica mejor a materiales de valor relativamente alto o a materiales fáciles de separar. Periódicos, metales ferrosos, papel de oficina, fragmentos de metales de alto valor (como el cobre), aceites usados de motor, y materiales similares pueden recobrarse y reciclarse económicamente de desechos sólidos. Varía el aspecto económico por recobrar y reciclar los materiales individuales, y el éxito de estos esfuerzos depende de la existencia de mercados para los materiales recuperados.

La eliminación final de los desechos sólidos y residuos de procesos de reducción de volumen y de recobrar recursos es descargarlos en tiraderos a cielo abierto o como relleno. Los tiraderos a cielo abierto y los rellenos sin control son comunes, pero no son medios ambientalmente buenos o aceptables para la eliminación de desechos. Los rellenos sanitarios, en contraste, son un método diseñado para la eliminación en tierra, que puede ser adecuado desde el punto de vista del medio ambiente y que es un medio flexible y económico para la eliminación de los desechos sólidos. Tales rellenos deben ubicarse en lugares convenientes ambientalmente y diseñarse para prevenir la contaminación del agua subterránea. También es deseable ubicar los sitios de descarga cerca de los mayores generadores de desperdicios, para minimizar los costos de acarreo. Éste es un factor importante en los costos totales de

desechos sólidos pues los costos de transportación generalmente rebasan a los de eliminación.

14.11 Calidad del aire

Los problemas de calidad del aire usualmente no se confinan a una sola jurisdicción, sino que, se manejan sobre una base metropolitana o regional. Estos problemas son más graves en áreas metropolitanas donde el clima y la fisiografía contribuyen a serios estados de contaminación del aire, como resultado de inversiones térmicas temporales y estancamiento de la circulación del aire.

Los contaminantes de mayor interés en los estudios sobre calidad del aire son el dióxido de azufre, partículas suspendidas, hidrocarburos, óxidos de nitrógeno, monóxido de carbono y ozono; todos poseen efectos dañinos potenciales a la salud pública, particularmente en la exacerbación de enfermedades respiratorias. Además de afectar la salud pública, la mayoría de estos contaminantes tienen importantes efectos adversos en la salud y crecimiento de las plantas. Los dióxidos de azufre y los óxidos de nitrógeno pueden también contribuir a la lluvia ácida, la cual tiene efectos adversos importantes sobre los peces y la fauna acuática en algunas zonas. Finalmente, la contaminación del aire resulta por lo regular en un incremento de niebla y en reducción de visibilidad.

Las principales fuentes del dióxido de azufre y de las partículas suspendidas son estacionarias, como las chimeneas industriales, la generación de energía y la combustión de combustibles fósiles. Los medios principales para reducir estas emisiones son el control de las emisiones de chimeneas y la sustitución de hidrocarburos con bajo contenido de azufre o el uso de combustibles más limpios. Los incendios en bosques, la quema de desechos sólidos, y el polvo suelto por la erosión eólica y sitios en construcción pueden también contribuir significativamente a la contaminación en algunas zonas.

Las principales fuentes de hidrocarburos, óxidos de nitrógeno y monóxido de carbono son las emisiones de los vehículos automotores. El ozono se produce por la acción de la luz del sol sobre óxidos de nitrógeno e hidrocarburos, y por consiguiente también es resultado de las emisiones vehiculares. Los principales medios para reducir las emisiones vehiculares son el control de emisiones y la modificación de los sistemas de transporte para estimular la reducción de los viajes o hacer éstos más eficientes mediante el fomento de un uso mayor del transporte público, compartir el uso de automóviles con otros propietarios, ciclismo y otras formas de transporte.

14.12 Recreación al aire libre y espacios abiertos

La recreación al aire libre y la planeación de espacios abiertos se estudian a nivel comunal y regional. El objetivo de un plan comunal o regional de recreación al aire libre y espacios abiertos es proveer de instalaciones, terrenos y oportunidades para satisfacer la demanda de actividades como caminar, nadar, navegación, ciclismo, pesca, campismo, deportes y juegos, y eventos culturales al aire libre.

Clasificación y funciones de espacios abiertos ■ Los terrenos para espacios abiertos se pueden clasificar en cinco categorías generales, de acuerdo a la función principal de espacio abierto. Éstas incluyen tierras dedicadas a:

1. Producción de recursos, incluyendo la agricultura, silvicultura y minería
2. Protección ambiental, abarcando refugios para peces y fauna silvestre, pantanos y ciénegas, área de recarga de acuíferos, áreas protegidas de cuencas y corredores de ríos
3. Protección de la salud pública y seguridad, incluyendo áreas de inundación, zonas de derrumbes y áreas propensas a temblores, zonas con peligro de incendios, acantilados y áreas expuestas a mucho ruido (como aeropuertos y rutas de vuelo)
4. La satisfacción de las necesidades de recreación al aire libre: parques, campos para juegos, paseos y otras áreas para recreación
5. Áreas divisorias y de transición entre comunidades adyacentes o usos incompatibles del suelo, control del crecimiento, límites y barreras, y corredores útiles para la transportación, como un determinante de la forma urbana

Un sistema de espacios abiertos bien pensado y diseñado incluye elementos de las cinco funcio-

nes de espacios abiertos, dentro de una red de propósitos múltiples de espacios abiertos locales y regionales.

Corredores ambientales ■ El estudio a que hace referencia la sección 14.9 sobre sistemas de drenaje urbano señala las ventajas de proteger y utilizar los sistemas naturales de drenaje. El concepto de corredor ambiental es utilizado en programas de planeación local y regional para solucionar las múltiples complicaciones en el drenaje, calidad del agua, recreación y espacios abiertos. Los corredores ambientales son sistemas lineales de espacios abiertos que incluyen tierras sensibles ambientalmente y recursos naturales que requieren protección de la perturbación y desarrollos, así como tierras necesarias para los espacios abiertos y para el uso recreacional. Estas características lineales se desarrollan alrededor de pasos de drenaje, canales y arroyos, áreas de inundación, ciénegas y otras tierras de recursos. (Fig. 14.2).

La protección y preservación de los corredores ambientales se relacionan directamente con la protección ambiental en general, especialmente con el mejoramiento de la calidad del agua mediante la reducción de contaminación de origen no definido y la protección de sistemas de drenaje natural. Además de la protección de sistemas de drenaje natural en áreas urbanas, los corredores ambientales pueden proteger y preservar áreas sensibles ambientalmente, como son ciénegas, tierras inundables, bosques, acantilados y otras áreas que pueden perjudicar la cantidad del agua superficial y subterránea si son alterados o urbanizados.

La mayor parte de los espacios abiertos y usos recreacionales son compatibles con esas tierras. Por lo tanto, los corredores ambientales pueden ser una parte de los espacios abiertos necesarios en la comunidad o región. Además, la naturaleza lineal de los corredores ambientales es adecuada para adaptarse al desarrollo de las actividades recreativas que requieren creación de veredas para caminar, andar en bicicleta, esquiar a campo traviesa y excursionismo. Finalmente, el aspecto lineal de los corredores ambientales ofrece continuidad, lo cual refuerza el valor de los corredores como hábitat de la fauna silvestre.

Los corredores ambientales para uso múltiple pueden delinearse y protegerse en áreas urbanas y rurales mediante una combinación de regulación y adquisición. Las regulaciones para protección mediante planificación de áreas inundables y de restricciones de planificación en playas, pantanos, y áreas en conservación son apropiadas donde no es necesario el acceso público y se permite que los terrenos sigan en propiedad privada. Es necesario

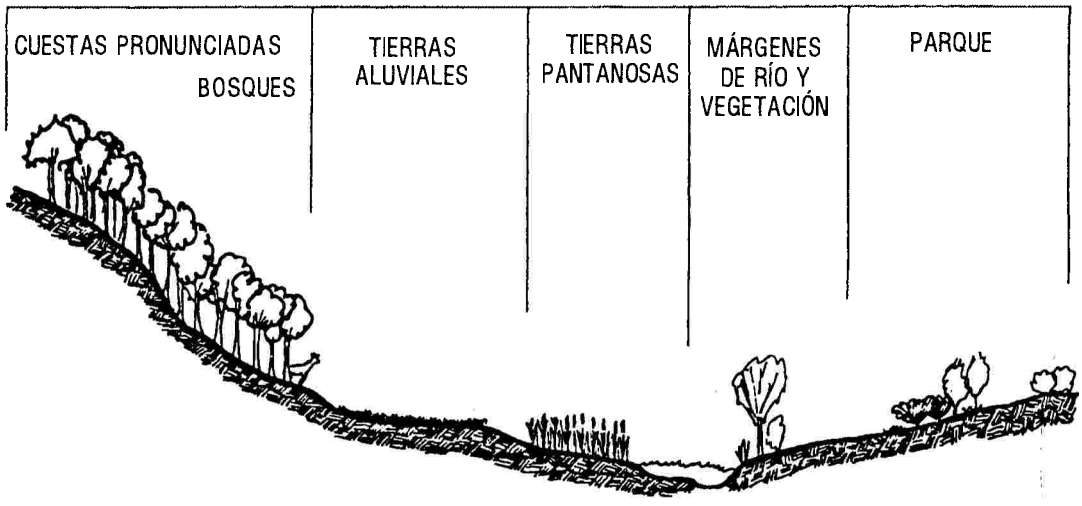


Figura 14.2 Componentes de un corredor ambiental: bosques en cuestas pronunciadas para reducir al mínimo la erosión y dar hábitat a fauna silvestre, terrenos aluviales, tierras pantanosas, parques y márgenes de ríos y vegetación, con zonas de separación a lo largo de márgenes para filtrar contaminantes, evitar pérdidas por inundaciones y construir áreas recreativas.

adquirir tierras mediante la reserva o compra donde se requiere el acceso público para la recreación, para construir estructuras como son embalses de retención, o donde el acceso se necesita para el mantenimiento público de los canales, ríos y estructuras. Además, la adquisición pública mediante la reserva o compra puede requerirse para proteger áreas importantes en recursos y vulnerables al desarrollo y no adecuadamente protegidas mediante la planificación o regulaciones. Los apoyos a la conservación también pueden usarse en las instancias donde el título de pleno dominio no se necesita.

Parques y campos de recreo ■ Tradicionalmente, la planeación a nivel comunitario se ha enfocado principalmente al desarrollo de parques públicos y áreas de recreo. Las tendencias más recientes han dado gran importancia a la satisfacción de las necesidades de recreación mediante el uso múltiple de áreas de protección de recursos y corredores ambientales. Permanece, sin embargo, la necesidad de dotar de parques y áreas de recreo en los planes, comunitarios y regionales, de recreación al aire libre y espacios abiertos.

Existe una diferencia entre áreas de uso intensivo y activo para juego y deportes al aire libre y usos extensivos o pasivos, como disfrutar el paisaje y los paseos campestres. Las áreas de juego y de recreo son ejemplos de áreas diseñadas para usos activos o intensivos, mientras que los parques están orientados hacia la satisfaccción de las necesidades de usos pasivos y activos.

Es extremadamente importante lograr la coordinación y uso conjunto de las instalaciones para la recreación de escuelas y de la comunidad. Un campo recreativo vecinal en las proximidades de una escuela vecinal puede satisfacer las necesidades de recreación de los estudiantes así como ser el área recreativa del vecindario. Los campos de juego locales, situados cerca de las escuelas medias o superiores, pueden proporcionar beneficios similares de complementación y uso eficiente de terrenos e instalaciones. En la mayor parte de las regiones se hacen necesarios programas específicos de coordinación y complementación para dotar de instalaciones recreativas al aire libre, pues son instituciones separadas las responsables de la recreación y las escuelas.

Una ubicación y acceso adecuados son atributos importantes de parques y áreas de recreo. Los campos de juego y áreas de recreo tienen un alto grado de flexibilidad en cuanto a su ubicación, puesto que el requisito principal es un terreno relativamente plano y bien drenado. Deben estar localizados junto con escuelas vecinales o locales, o lo más cerca posible. Una ubicación que ofrezca seguridad y fácil acceso es importante para las instalaciones escolares y de recreación.

Las áreas para protección de recursos y los parques tienen menos flexibilidad en su localización. Los mejores sitios dependen de la ubicación de áreas panorámicas con características hidrológicas y recursos que necesitan protección. Por lo tanto, se debe procurar el mayor esfuerzo para ofrecer acceso fácil y adecuado a dichos sitios mediante sistemas de transportación, como transporte público masivo, bicicletas y calles peatonales.

La tabla 14.3 contiene normas generales para parques y áreas de recreación para tamaños relativos de áreas de servicio y población atendida. Nótese que dichas normas y criterios no pueden aplicarse estrictamente a una comunidad o región en particular, pero pueden ser útiles como punto de partida para determinar en forma aproximada las necesidades y deficiencias de la comunidad.

14.13 Diseño y estética urbanos

El diseño y estética urbanos tienen que ver con el trazo de la forma urbana y su identidad, y el mejoramiento de la calidad del paisaje visual. Esta materia es compleja y en ella intervienen diferentes disciplinas: arquitectos, paisajistas, diseñadores y planificadores urbanos e ingenieros civiles.

Principios y elementos del diseño y forma urbana ■ Quizás el principio más importante en el diseño y forma urbana y regional es que cada elemento del escenario físico se diseñe dentro del contexto de la unidad siguiente más grande. Las construcciones deben diseñarse con relación a la calle o manzana, las manzanas dentro del contexto de vecindario, el vecindario relacionado con la comunidad, y la comunidad planeada dentro del contexto de la región. En el ideal, cada elemento tendrá una identidad clara y distinta, pero compatible con sus alrededores y el escenario, y será adecuada dentro del contexto del ambiente predominante. Los elementos deben armonizar como una unidad de cohesión si están bien planeados y diseñados.

TABLA 14.3 Normas recomendadas para parques

Clasificación	Promedio del tamaño	Habitantes atendidos	Área de servicio
Terrenos para juegos y parques pequeños	2500 ft^2 a 1 acre	500-2500	Subvecinal
Parques del vecindario	5 hasta 20 acres, mín	2000-10 000	¼-½ milla
Parques de distrito	20-100 acres	10 000-50 000	1-2 millas
Parques urbanos grandes Parques regionales	200 o más acres	Atiende a la población total en comunidades pequeñas; deben ser distribuidos a lo largo de áreas grandes metropolitanas	Dentro de una distancia de 1 h en auto
Áreas especiales e instalaciones	Incluyen áreas de parques y usos especiales y de conservación Ninguna norma es aplicable		

Fuente: Adaptado de *Recreation Park, and Open Space Standards and Guidelines*, 1971, National Recreation and Park Association, Washington, D.C.

Los elementos clave de la forma e identidad urbana que la mayoría de las personas usa para construir una imagen mental de una ciudad incluyen las vías (rutas de circulación), distritos (áreas componentes o vecindarios), límites (de distritos), construcciones notables (características visuales prominentes útiles para la orientación e identificación), y los nodos (centros de actividades). Una experiencia visual puede ser relativamente estática si sólo se tiene en cuenta en un solo lugar. La mayoría de las experiencias visuales, sin embargo, consisten en una secuencia dinámica de actividades y escenas que transcurren durante el movimiento de un lugar a otro.

La naturaleza dinámica y secuencial de esta experiencia debe tomarse en cuenta y puede mejorarse si se diseñan y ubican elementos urbanos y se consideran las relaciones entre dichos elementos. Es muy importante la transición de un distrito o ambiente visual a otro, la diversidad y el contraste agregan variedad a la experiencia, pero un contraste extremo o una rápida pueden alterar o desorientar al observador.

La escala apropiada, también importante, depende del tipo y velocidad del movimiento. La escala correcta de un elemento visual es sustancialmente diferente para un peatón que para un pasajero de un automóvil que se mueve rápidamente.

Instrumentos y técnicas ■ Los instrumentos y técnicas de que disponen organismos gubernamentales, para fomentar y mejorar el diseño urbano y consideraciones estéticas, son los programas de educación e información, programas de reglamentación y el diseño y ubicación de instalaciones públicas.

Los estudios visuales del lugar o región son un elemento importante en un programa de información y educación de diseño urbano; comprenden un inventario de las experiencias observadas, vistas escénicas, construcciones notables, accesos y otros aspectos visuales de la comunidad o región. Los propósitos de un estudio visual son informar al público y representantes electos de los recursos visuales que se deben proteger, y destacar los problemas visuales que necesitan corrección o mejoramiento.

Los programas de reglamentación son uno de los principales instrumentos del gobierno para intentar mejorar la calidad del escenario visual y dar forma e identidad al área urbana. Un método importante para reducir el desorden de áreas urbanas es reque-

rir que los servicios públicos se instalen bajo tierra donde sea posible.

Los reglamentos de planificación y subdivisión apoyan la reglamentación de señalamientos, cercas, vistas escénicas requeridas, zonas intermedias y otras características que pueden tener un efecto importante sobre el medio ambiente visual. Además, se reglamentan mediante planificación la altura de edificios, el tamaño y la localización del sitio (recesos).

En algunas comunidades, se proporciona un grado importante del control arquitectónico y análisis del diseño a través de juntas para análisis arquitectónico y comisiones de diseño urbano. Estos grupos, que incluyen comúnmente diseñadores profesionales así como ciudadanos, revisan las propuestas de desarrollo y proyectos para la calidad visual y compatibilidad arquitectónica.

La planeación de los usos del suelo y las reglamentaciones de planificación pueden también utilizarse para proteger vistas importantes y la visibilidad de construcciones notables, así como maximizar los beneficios de vistas importantes mediante la planificación y colocación de las construcciones. Las reglamentaciones pueden preservar las líneas de visibilidad y prevenir el desarrollo adverso de áreas o construcciones notables que están a la vista. También pueden usarse para estimular mayores densidades o usos públicos en áreas del mejor paisaje, que maximicen las oportunidades de disfrutar dichos paisajes. Un diseño urbano razonado puede aprovechar las vistas limitando la altura de las edificaciones, permitiendo las construcciones más altas lejos de las mejores vistas y colocando las construcciones más bajas más cerca de las vistas. Esto permite la máxima exposición y disfrute de vistas o paisajes, pues evita la interrupción de las líneas de visibilidad por edificios cercanos y obstrucciones.

El diseño y localización de espacios e instalaciones públicas son oportunidades importantes para que el gobierno ejerza una influencia positiva en el diseño urbano y la calidad visual. Tal vez una de las más importantes funciones de la comunidad es utilizar los espacios abiertos adquiridos y políticas de protección para lograr las metas del diseño y estética urbana: dar forma e identidad urbana y mejorar la calidad visual del paisaje. Las adquisiciones de espacios abiertos y las políticas de protección se pueden usar para proteger los recursos escénicos, para definir los límites distritales o de la comunidad y proporcionar áreas divisorias entre distritos, y para definir y proteger las vías o corredores para usos futuros.

Las calles y calzadas son espacios y servicios públicos con efectos importantes y sustanciales en la calidad de la experiencia visual. Por la adecuación de calles y calzadas al paisaje, la atención al mobiliario urbano e instalaciones (como materiales de pavimentación, iluminación de calles, señalamientos de tránsito y dispositivos de control, paraderos de autobuses y otras estructuras) y el mantenimiento de corredores de calles y calzadas, una comunidad puede obtener un efecto benéfico en las experiencias visuales cotidianas. Es importante prestar particularmente atención a los corredores y entradas principales para grandes cantidades de viajeros, pues tiene un gran efecto visual y frecuentemente definen la imagen de una comunidad para los visitantes.

Además de calles y calzadas, el gobierno puede influir en la calidad visual mediante el diseño y la ubicación de otros edificios públicos, espacios e instalaciones. En todos los casos, los elementos fundamentales son un buen diseño en el contexto de los alrededores inmediatos y de la unidad mayor siguiente, vistas sensibles de espacios públicos y dotación artística en espacios públicos.

Preservación histórica ■ La preservación y reutilización de edificios históricos y construcciones notables existentes son un aspecto importante de planeación en muchas comunidades. La preservación histórica es importante para el diseño y estética urbanos, además de la misma preservación de la herencia histórica.

El método usual es la declaración de los sitios, construcciones notables o distritos históricos. Una vez declarados (bajo leyes, locales, estatales y federales) se restringen los cambios en las fachadas exteriores de los edificios y se otorgan incentivos fiscales para fomentar la conservación de los exteriores de edificios. En la mayoría de los casos, pueden adaptarse los interiores de los edificios para usos modernos, aunque en casos excepcionales los interiores pueden ser conservados. La designación de edificios individuales y sitios puede limitarse a ejemplos notables de arquitectura o interés histórico. La designación de distritos históricos completos permite incluir muchos edificios de menor importancia desde un punto de vista arquitectónico o histórico, para mantener el ambiente histórico del distrito y la compatibilidad arquitectónica con los alrededores.

Planeación de usos de suelo

14.14 Uso de suelo para vivienda y residencial

La vivienda es una necesidad social básica y ocupa la mayoría del terreno construido o urbanizado en una comunidad o región. De aquí que el uso de suelo para viviendas y residencial sea elemento central en la mayoría de los planes del uso del suelo, a nivel comunitario y regional.

El sector privado se encarga de manera principal de la vivienda. Sin embargo, el gobierno está directamente implicado en el control de la ubicación, tipo de vivienda y urbanización residencial, así como en la dotación de servicios e instalaciones públicas en las áreas residenciales. Los gobiernos federal, estatal y local también otorgan asistencia financiera para viviendas para ancianos o personas de pocos recursos.

Tipos de viviendas ■ La principal distinción entre los tipos de vivienda está entre casas individuales para una sola familia, que representa la proporción mayor de viviendas en la mayoría de lugares, y las unidades multifamiliares, que incluye departamentos y casas en la ciudad. Las casas dúplex o diseñadas para que habiten dos familias, pueden tratarse similarmente como casas diseñadas para una familia o unidades multifamiliares, dependiendo de la zona específica y de las circunstancias.

Los alojamientos en grupo, como dormitorios u hoteles residenciales, pueden ser importantes en algunas circunstancias donde haya instalaciones militares u otras instituciones como las universidades.

En algunas partes, las casas móviles y las viviendas construidas por industriales son un segmento importante del mercado de vivienda. Estas unidades prefabricadas se estudian aparte de las viviendas construidas en el sitio, debido básicamente a las diferencias en construcción, arquitectura y permanencia en el lugar de establecimiento.

Metas y objetivos ■ Una meta fundamental de la planeación es dotar una cantidad suficiente de unidades de vivienda para satisfacer las necesidades de la población. Estas viviendas deben proporcionarse y mantenerse en condiciones seguras, salubres y sólidas. Deben localizarse con acceso adecuado a las actividades e instalaciones del vecindario y de la comunidad. Deberá existir una amplia gama de tipos de vivienda que satisfagan las diferentes necesidades y deseos de los diferentes segmentos de la población. Además, un objetivo importante es asegurar que las viviendas sean accesibles de acuerdo a los niveles de ingreso de los residentes.

Establecimiento de necesidades ■ Un paso crítico inicial para establecer las necesidades de suelo es efectuar un recuento de las unidades de vivienda existentes. Este estudio debe señalar no sólo el número de unidades de vivienda existente sino también sus condiciones. Las viviendas existentes pueden describirse según si están en buenas condiciones (que requieren sólo la conservación de las condiciones existentes), en condiciones de deterioro (que requieren reparaciones y rehabilitación), o en condiciones ruinosas (que requieren desalojar o reconstruir). El levantamiento de las unidades de vivienda existente puede también mostrar otros problemas y dificiencias, y describir tendencias e indicadores de problemas potenciales. Los índices de desocupación pueden ser un indicador importante de un superhábit o deficiencia en el mercado de viviendas o de tipos específicos de viviendas. La conversión de casas unifamiliares en usos multifamiliares es también un indicador del cambio en la demanda de vivienda y puede llevar a una falta de estabilidad en el vecindario.

Se pueden predecir las necesidades futuras de unidades habitacionales sobre la base de los pronósticos de población, divididos entre el número promedio de personas por unidad habitacional. Debido a que el número promedio de habitantes por vivienda puede cambiar sustancialmente con el paso del tiempo, es importante examinar las tendencias históricas y los cambios potenciales a futuro.

La diferencia entre el total de las necesidades futuras y el número de viviendas existentes seguras y adecuadas para una fecha futura representa las unidades de vivienda adicionales que se deben construir. La tabla 14.4 ilustra los supuestos y los pasos necesarios para un análisis completo de necesidades de vivienda.

El área total adicional requerida para la construcción residencial nueva se basa en el número necesario de unidades habitacionales y en los tipos de densidades futuros, supuesto para las unidades de vivienda. En zonas rurales o no desarrolladas, en

TABLA 14.4 Análisis ilustrativo de las necesidades de vivienda

Componente	1990 censo	2000 (pronóstico)
Población y familias		
Población total	300 000	400 000
Población en conjuntos habitacionales	15 000	20 000
Población en habitaciones unifamiliares	285 000	380 000
Tamaño promedio de la propiedad: personas/unidad	3.1	2.9
Total de familias	91900	131 000
Unidad de vivienda		
Total de familias	91900	131 000
Índice de desocupación, %	3.9	5.0*
Total de unidades de vivienda	95 600	137 900
Necesidades de vivienda, 1990-2000		
Número incrementado de unidades necesarias	42 300	
Reemplazo de unidades existentes†	5000	
Total de unidades adicionales necesarias	47 300	
Necesidades anuales de construcción de unidades de vivienda	4700	

*Índice de desocupación deseada.
†Incluye unidades siniestradas, demolidas o convertidas.

las que faltan los servicios de agua y drenaje públicos, las densidades de vivienda son por lo común inferiores a 2 unidades por acre. Estas bajas densidades resultan de la falta de depósitos de desperdicios (fosas sépticas) y del deficiente abastecimiento de agua y de la necesidad de evitar demanda excesiva de servicios e instalaciones públicas. En zonas urbanas con servicios de agua y drenaje públicos, las densidades generalmente varían de 2 a 8 viviendas por acre para viviendas unifamiliares separadas (con la mayoría de nuevas construcciones de 2 a 5 viviendas por acre); 5 a 20 unidades por acre para las de tipo dúplex, casas en la ciudad y departamentos con jardín; y 30 o más viviendas por acre para construcciones de residencias multifamiliares.

Ubicación y diseño ■ La planeación y diseño de uso del suelo para residencia se formulan generalmente basados en el concepto de vecindario. El vecindario es un lugar relativamente independiente con 2 000 a 10 000 residentes, orientado alrededor de importantes instalaciones vecinales, como una escuela elemental, un parque o campo de juego vecinal y una zona comercial también vecinal. Un trazo y diseño adecuados del vecindario incluyen accesos adecuados a la comunidad y a los sistemas regionales de transporte, instalaciones y servicios públicos. Un vecindario no debe ser dividido por vialidades o corredores de transporte mayores o por usos incompatibles del suelo. Es deseable tener una transición gradual de las áreas de alta densidad a las de baja densidad y proporcionar zonas de transición entre los diferentes tipos y densidades de los usos del suelo. Además, las densidades mayores deben ubicarse apropiadamente cerca de los principales corredores de transporte, centros de actividades o instalaciones mayores.

En muchas zonas, en lugar del típico trazo rectilíneo o reticular de calles y lotes, se usan las urbanizaciones en grupo y unidades planeadas. Estos proyectos alternativos dan oportunidades de distribución curvilíneas en el trazo de las calles, lo que permite localizar las calles y las casas de una manera compatible con la topografía. El trazo curvilíneo hecho posible mediante desarrollos de unidades-planeadas y de grupos dan oportunidades mayores para preservar los árboles y vegetación existentes y reducen los requerimientos de nivelación del terreno. Al proporcionar pequeños lotes

agrupadosy espacios abiertos comunes, estos métodos reducen la necesidad de mejoramientos e instalaciones de servicio público. Esto reditúa un uso más efectivo del suelo y un desperdicio menor de la cantidad de espacios abiertos. La figura 14.3 ilustra algunas de las ventajas económicas y de espacios abiertos de los desarrollos grupales sobre las subdivisiones convencionales.

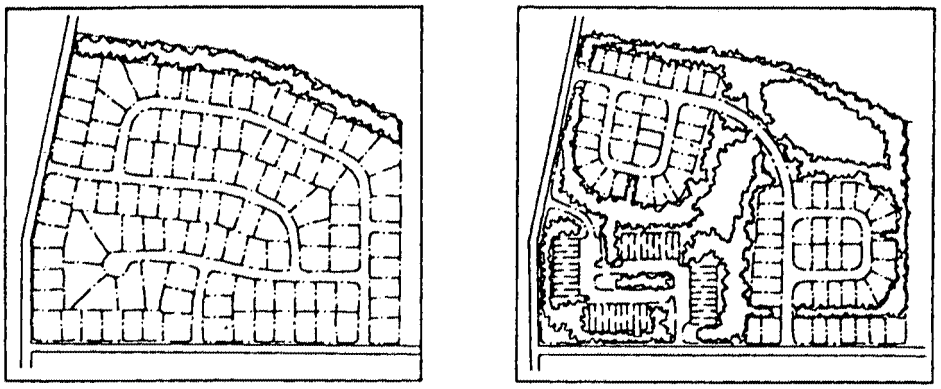
Pese a cierto número de ventajas de los desarrollos de unidades planeadas y grupales, hay también algunos abusos y desventajas. El uso de calles cerradas y pasajes presentan desventajas para los servicios públicos. Las tuberías de agua con extremos muertos en las calles cerradas no ofrecen un flujo adecuado contra el fuego como el de las tuberías en circuito, y las calles cerradas requieren que los vehículos de servicio y de entregas tengan que dar vuelta en "u" para regresarse, lo que puede aumentar los costos de los servicios públicos. Generalmente, es deseable evitar calles cerradas excesivamente largas.

El diseño y ubicación de las calles es proporcionado comúnmente y especificado en la reglamentación de subdivisiones. Las calles de pendiente moderada son importantes para asegurar el acceso (particularmente de los vehículos públicos y de seguridad en condiciones adversas de clima) y también pueden ser importantes para evitar problemas de drenaje. El ancho de las calles en zonas habitacionales también generalmente está especificado en los reglamentos de subdivisión y depende de las necesidades de estacionamiento sobre la calle de un lugar en particular. También, dada la importancia del movimiento de peatones y transportación mediante bicicletas, deben proporcionarse en la planeación y traza de un vecindario las banquetas y caminos para bicicletas, para asegurar un acceso seguro de niños y adultos residentes en las inmediaciones de las escuelas y edificios principales del vecindario.

14.15 Terrenos para áreas comerciales

La planeación del suelo para zonas comerciales y de compras está básicamente relacionada con el suministro de bienes y servicios a los consumidores. Además, el empleo relacionado con los servicios y comercios tiene un efecto significativo en la economía.

Clasificación y tipos ■ Las clasificaciones comunes para el uso del suelo de áreas comerciales



NÚMERO DE LOTES: 108
ESPACIO ABIERTO: 10%
FT LINEALES DE CALLES: 5400
FT LINEALES DE DRENAJE: 5400

(a) SUBDIVISIÓN CONVENCIONAL

NÚMERO DE LOTES: 108
ESPACIO ABIERTO: 50%
FT LINEALES DE CALLES: 4900
FT LINEALES DE DRENAJE: 3900

(b) SUBDIVISIÓN DE ESPACIOS ABIERTOS

Figura 14.3 Comparación de subdivisiones convencionales y de espacios abiertos. (Reimpreso con permiso de *How Will America Grow? Citizens Advisory Committee on Environmental Quality*, 1976.)

son: ventas de mayoreo y menudeo, finanzas, seguros y bienes raíces; servicios (personales, de negocios, de reparación y profesionales) y oficinas.

Las áreas comerciales se pueden clasificar como centros regionales, áreas comunales, áreas vecinales o locales y áreas de función limitada o especializada. Los centros regionales abarcan concentraciones como en el distrito central comercial de una zona metropolitana o a los centros comerciales regionales. Las áreas comunales incluyen el distrito central comercial de la comunidad y centros comerciales comunales. Las áreas vecinales o locales incluyen las concentraciones vecinales o calles de compras, centros de comercio del vecindario y las concentraciones rurales.

Las áreas de función limitada o especializada son las concentraciones de servicios a lo largo de las principales calles y carreteras y en el cruce de carreteras y autopistas. Los espacios para oficinas, finanzas, profesionistas, aseguradoras, bienes raíces y otros servicios similares y áreas de entretenimiento, clubes nocturnos y funciones especializadas, como los lotes para ventas de autos nuevos o usados, pueden ser proporcionados ya sea como parte de centros regionales o áreas comunales o como áreas separadas de función limitada o especializada.

La tabla 14.5 ilustra las características típicas de los centros comerciales regionales, comunales y vecinales. Tales normas deben usarse sólo como punto de partida para identificar deficiencias o necesidades.

Metas y objetivos ■ La meta básica de las áreas comerciales y de compras es proporcionar un adecuado suministro de bienes y servicios. También deben proporcionarse diferentes tipos de áreas comerciales, para satisfacer las necesidades de compra ya sean especializadas o cotidianas. Además, los terrenos para las áreas comerciales y de compras deben localizarse y diseñarse para maximizar la comodidad y seguridad del consumidor individual.

Establecimiento de necesidades ■ Las necesidades futuras de terrenos para uso comercial están basadas usualmente en los pronósticos de poblaciones. Si existen estudios y pronósticos económicos, las necesidades futuras basadas en los pronósticos de población deben ser congruentes con los pronósticos de empleo, ventas al menudeo y otros factores económicos. Los estudios económicos y de mercado son por lo general la base para determinar deficiencias específicas y necesidades del sector comercial. Los estudios de mercado pueden usarse conjuntamente con un inventario de los terrenos comerciales existentes y la economía actual y con los pronósticos de las necesidades futuras para determinar las adiciones necesarias a las áreas comerciales y de compras.

Ubicación y diseño ■ Puesto que la comodidad y el acceso son objetivos fundamentales en la planeación de las áreas comerciales y de compra, la ubicación es una característica clave de un sistema bien planeado de áreas comerciales. Los centros regionales o de la comunidad deben tener acceso directo a las principales calzadas o carreteras, así como al transporte público (para empleados y consumidores). Una ubicación claramente visible es importante para los centros regionales y comunales.

Los terrenos comerciales y áreas de compra atraen y generan grandes volúmenes de tráfico, por tanto son extremadamente importantes el control del tráfico y las entradas y salidas al área comercial. También es esencial, cuando se diseña el lugar, delimitar el tráfico peatonal y el vehícular y asegurar que los movimientos del peatón sean seguros y cómodos.

Puesto que la mayoría de los consumidores usan automóviles en sus viajes de compras, la construcción de un estacionamiento adecuado es un elemento clave en el diseño de un área comercial. Los nuevos centros comerciales tienen ordinariamente un estacionamiento adecuado dentro de una distancia razonable para caminar a cierto número de tiendas. Es particularmente importante construir un estacionamiento adecuado fuera de la calle para las áreas comerciales del centro o de la comunidad ya existentes, si éstas han de competir con los centros comerciales regionales y comunales.

El exterior de los centros y áreas comerciales pueden ayudar a atraer consumidores. El escenario es un elemento importante dado que muchos de los mayores centros comerciales se caracterizan por grandes áreas de estacionamiento. El control de señalamientos también es importante, particularmente en las franjas comerciales localizadas a lo largo de calles y carreteras. Además, las áreas de transición con paisajes son importantes para proteger los usos del suelo adyacentes.

TABLA 14.5 Características de los centros comerciales*

Características	Centro comercial a nivel vecindario	Centro comercial a nivel comunidad	Centro comercial regional
Orientación del servicio	Venta de bienes básicos (alimentos, medicamentos, artículos diversos) y servicios personales (lavanderías, peluquerías y salones de belleza, reparación de calzado, etc.), necesidades diarias en el hogar (supermercados, farmacias: arrendatarios mayores)	Venta de bienes básicos o de opción múltiple (ropa, muebles electrodomésticos, etc.) de necesidades diarias, semanales o mayores (tiendas departamentales grandes o pequeñas: arrendatarios mayores)	Gran escala en la venta de bienes básicos y de opción múltiple, suministro de servicios, etc. (una o más tiendas departamentales de línea completa: arrendatarios mayores)
Tamaño del lugar en acres	3-10	10-30	30-50 o más
Número de tiendas			
Máximo	15	30	60
Mínimo	5	15	40
Radio del área de servicios básicos	½-1½ mi	2-5mi	6-8 mi o más
Población requerida para el sostenimiento del centro	2500-40 000	40 000-150 000	150 000 o más
Área rentable total de ft^2	30 000-100 000	100 000-300 000	300 000-1 000 000
Servicios de transporte a atender	Tránsito, colector en calles	Tránsito, autobuses rápidos arteriales	Tránsito, autobuses rápidos arteriales y en supercarreteras

*Tomado de fuentes diversas, principalmente de *Shopping Center Development Handbook*, Urban Land Institute, Washington, D.C. 1977.

Los sitios nivelados bien drenados son convenientes para los centros de compras y áreas comerciales. Sin un buen drenaje, el volumen y cantidades máximas de escurrimiento de aguas de tormenta pueden ser un problema en los nuevos centros de compras y áreas comerciales, debido a las áreas relativamente grandes impermeables de pavimento y techos.

Las zonas comerciales tienen necesidades de servicios especiales. Se necesitan zonas apropiadas de carga y descarga de tamaño suficiente para el propósito a que se destinan, y para la recolección y movimiento de grandes cantidades de desechos y desperdicios de papel, para lo cual son esenciales lugares de almacenamiento de desechos sólidos y prácticas eficientes y económicas de recolección.

En grandes centros comerciales existen galerías, abiertas o cerradas, por donde los compradores caminan viendo las diferentes tiendas. Este concepto ha sido adaptado también a los distritos centrales y zonas comerciales del centro de la comunidad, donde se ha eliminado el tráfico vehicular de las principales calles de compras. En algunos casos se admite un acceso vehicular limitado a transportes de entregas y bicicletas.

Condiciones indeseables para desarrollos comerciales ■ Dichas condiciones surgen frecuentemente del desarrollo de franjas comerciales, cruces de carreteras en zonas rurales o no desarrolladas y de división comercial excesiva.

Debido a que las actividades comerciales prosperan en donde se da el acceso, muchos desarrollos se han ubicado a lo largo de las principales carreteras y vías públicas. La forma de franja para el desarrollo comercial ha creado un cierto número de condiciones adversas o indeseables, por lo que la mayoría de los planes regionales y de comunidad procuran que las nuevas áreas de compra no se diseñen, ni localicen de acuerdo a dicha costumbre.

Los desarrollos comerciales en franjas alineadas son inconvenientes para el consumidor que necesita hacer más de una parada de compras o que necesita hacer una comparación entre las tiendas. Las entradas y salidas directamente de las principales arterias a las tiendas individuales crean peligros en la seguridad del tráfico y entorpecen el flujo del tráfico, creando congestiones innecesarias. Además, hay evidencias de que es más difícil proporcionar niveles adecuados de seguridad pues los desarrollos comerciales en franjas pueden ser un poco más vulnerables al robo. Por estas razones, la mayoría de los planes recomiendan el agrupamiento de las tiendas en áreas comerciales para permitir a los consumidores satisfacer sus necesidades de compra en un solo sitio. Donde sea necesario desarrollar áreas del tipo franja, los accesos pueden lograrse desde calles adyacentes, paralelas a la arteria de tráfico mayor, en vez de directamente de la carretera. Las calles adyacentes pueden también usarse en algunas circunstancias para reducir las condiciones indeseables, asociadas con los desarrollos comerciales en franja ya existentes.

Los cruces de carreteras en las áreas rurales o en vías de desarrollo pueden hacer difíciles la provisión de los servicios adecuados de apoyo a las actividades comerciales. En muchos casos, instalaciones comerciales de gran valor (frecuentemente las instalaciones de servicios de carretera, orientados a las necesidades de los automovilistas) se localizan alrededor de intersecciones rurales y cruces, y faltan servicios que son importantes, como instalaciones de drenaje, abastecimiento de agua, protección policiaca y de bomberos, y recolección y eliminación de desechos sólidos. Generalmente, es mejor una búsqueda conjunta o cooperativa de estos servicios y es más económica que las soluciones individuales *in situ*. Puede ser necesario proyectar o desarrollar una estructura administrativa conjunta para proporcionar cooperativamente dichos servicios o usar unidades especiales o existentes de parte del gobierno para proporcionar los servicios necesarios.

Otra condición indeseable, encontrada en la planeación de las áreas comerciales, es la división excesiva de lotes. En muchos casos las comunidades intentan atraer y alentar el crecimiento comercial mediante la división de una gran parte de los terrenos. Debe evitarse la división excesiva de terreno comercial y todas las áreas aptas, para asegurar que el desarrollo comercial ocurra en la localización adecuada y para que las unidades locales de gobierno mantengan el control sobre el tipo y localización de las zonas comerciales. La división del terreno comercial debe hacerse ordinariamente, sólo atendiendo a propósitos específicos en el momento de la planeación, y el plan debe especificar sólo ubicaciones generales para los nuevos centros de compras y desarrollos comerciales.

14.16 Industria

En la planeación con vistas a la industria se intentaría básicamente hacer que el suelo y los servicios de apoyo facilitaran la manufactura y producción de bienes y materiales. La agricultura, minería y explotación forestal también son industrias, pero en general reciben un tratamiento separado y especial en la mayoría de los estudios de planeación.

Objetivos y necesidades ■ Las metas y objetivos en la planeación para la industria incluyen:

1. El fortalecimiento de la base económica de la comunidad. (La industria, mediante la producción de bienes y material para exportar de la comunidad y región, trae un ingreso externo que tiene un efecto multiplicador en la economía local.)
2. La estimulación del desarrollo de diferentes tipos de industrias y empresas manufactureras, para proporcionar una base de empleo diversificada. (Ésta es más estable y menos sujeta a las fluctuaciones repentinas del mercado o bajas económicas.)

3. La oportunidad de un número suficiente de empleos industriales y manufactureros acordes a las capacidades de la fuerza de trabajo disponible.
4. El ofrecimiento de terrenos adecuados y adaptables para los propósitos de manufactura y producción.
5. La localización de las industrias que cuenten con un transporte económico y eficiente de las materias primas y bienes terminados, así como para los empleados.

Las necesidades futuras de terrenos para la industria se basan por lo común en pronósticos de empleo. Para las industrias que utilizan varios turnos en sus operaciones, debe utilizarse el turno de máximo empleo en lugar del empleo total para determinar las necesidades de suelo. Para las nuevas industrias en los parques industriales planeados, la densidad puede ser de sólo 5 a 10 empleados por acre. Las densidades mucho más altas son comunes para plantas de varios pisos y para industrias y plantas de manufactura en áreas de alta densidad. Puede necesitarse más terreno adicional para acomodar empresas manufactureras existentes que son reubicadas en zonas de baja densidad o en suburbios.

En muchas comunidades puede disponerse de poca extensión de tierra apta para la industria. Dichos terrenos deben reservarse y protegerse en la planeación para otros usos del suelo (como el residencial) que tienen menos requisitos locales y de situación. El fraccionamiento y reserva de terrenos para la industria y la reservación de terrenos en parques industriales planeados son medios comunes de reservar terrenos para futuras industrias.

Ubicación y diseño ■ La mayoría de los sitios nuevos para la industria y plantas manufactureras se localizan en zonas distantes o suburbanas, frecuentemente en parques industriales planeados. Estas ubicaciones suburbanas y parques industriales se caracterizan por baja densidad y edificios de una sola planta, para responder a las necesidades industriales de espacio para la expansión, almacenamiento de materiales, áreas de carga y descarga y estacionamiento para empleados.

Las plantas manufactureras e industriales requieren lugares con acceso a los principales medios de transporte para la importación de materias primas y la exportación de productos terminados. El acceso a carreteras principales y estaciones de ferrocarril es importante en casi todos los casos. Los caminos deben ser aptos para que transiten camiones grandes. Algunas veces se proporcionan aeropuertos para parques industriales cuando existen industrias que dependen en gran parte del transporte aéreo. El acceso a los medios de transporte marítimo o fluviales, incluyendo muelles e instalaciones para carga y descarga, puede ser importante y beneficioso para industrias que reciben o embarcan materiales voluminosos.

Las zonas industriales deben estar niveladas y bien drenadas y tener terrenos aptos para las necesidades de cimentación para equipo, maquinaria y cargas estructurales. El área de los terrenos debe ser suficiente para dar cabida a las necesidades de expansión, los requerimientos de almacenaje de materiales, áreas para carga y descarga y estacionamiento para empleados. Para la operación de turnos múltiples debe tomarse en cuenta que los turnos pueden traslaparse, para las necesidades de estacionamiento de los empleados. Es conveniente el acceso a los medios de transporte masivo para los empleados y puede reducir las necesidades de estacionamiento de los empleados. Si no se dispone de transporte público, se pueden organizar viajes especiales para reducir las necesidades de estacionamiento.

En la mayoría de las nuevas zonas industriales se destinan grandes áreas de transición para proteger los usos del suelo adyacentes. El escenario y aspectos atractivos son considerados atributos importantes, y se requieren frecuentemente reconstrucciones sustanciales en los edificios. Los reglamentos y fraccionamientos de ubicación para las zonas industriales usualmente cuentan con normas específicas de operación para limitar las emisiones, contaminación, ruido y otras molestias potenciales a niveles aceptables.

14.17 Instituciones e instalaciones locales

Entre las instituciones e instalaciones locales se encuentran los servicios de educación pública y privada, los hospitales y servicios médicos, las bibliotecas y servicios culturales, los servicios de serguridad pública, las oficinas administrativas del gobierno, las plantas para agua y el tratamiento de aguas y de

desecho, e instalaciones para la eliminación de desechos sólidos.

Instalaciones educativas ■ Entre estas instalaciones figuran las escuelas primarias públicas, las escuelas de enseñanza media (secundaria) y preparatorias, los planteles de enseñanza privada y de institución religiosa, universidades, de nivel medio, escuelas vocacionales y técnicas, así como otros planteles de enseñanza especializada.

Las *escuelas primarias públicas* están destinadas, en Estados Unidos, a los estudiantes desde el jardín de niños hasta el sexto grado. Este tipo de planteles casi siempre se construye para dar servicio a un vecindario dentro de un radio de media milla. La matrícula ideal fluctúa entre 400 y 600 alumnos. Como se vio en la sección 14.12, el uso óptimo del empleo del suelo se logra cuando las escuelas primarias se edifican junto con un parque o campo de juegos. El tamaño ideal del sitio para esta combinación es de 10 a 15 acres. Esta combinación deberá situarse en una calle céntrica y tener una localización tal que los niños no deban atravesar avenidas principales ni arterias de mucho flujo para ir de su casa a la escuela y a la inversa.

En Estados Unidos, *las escuelas secundarias* están dedicadas a los grados 7 a 9. Por lo regular atienden las necesidades de una comunidad, de preferencia con un radio de servicio de una milla y media a una milla y cuarto. La matrícula ideal de esta categoría de planteles oscila entre 500 a 1500 alumnos. Deben edificarse cerca de un parque o campo de juegos del vecindario. El terreno de las escuelas de este nivel con suficientes espacios abiertos y áreas de recreación fluctúa entre 25 y 35 acres. Debe edificarse cerca de calles principales, de preferencia con acceso al transporte masivo.

En Estados Unidos las *escuelas preparatorias* están destinadas a los grados 10 a 12. Suelen construirse para prestar servicio a una comunidad, de preferencia con un radio de acción de una milla y media a dos millas. La matrícula ideal es de 1000 a 2000 alumnos. Este tipo de plantel debería estar situado cerca de un parque o un campo de juegos. Un terreno de 40 a 50 acres incluye suficientes áreas para los espacios abiertos y zonas recreativas. Los planteles han de ubicarse de calles principales, de preferencia con acceso al transporte masivo.

En muchas partes, a las escuelas parroquiales y privadas acude una proporción importante de la población. Cuando se proyectan las necesidades de espacio e instalaciones, es preciso tener en cuenta la matrícula que se prevé para las escuelas públicas y parroquiales. Al planear las instalaciones de enseñanza superior, entre ellas las preparatorias, universidades y escuelas vocacionales y técnicas, es conveniente distinguir entre las instalaciones y el campus donde reside la mayor parte del alumnado y aquellos cuyo alumnado viaja diariamente desde su casa y a la inversa. En este último tipo de campus la ubicación y la facilidad de acceso (por ejemplo, el acceso al transporte masivo) son un factor de gran importancia.

Bibliotecas y servicios culturales ■ En las grandes localidades o comunidades debe construirse una biblioteca central o principal, además de las sucursales destinadas a las localidades pequeñas. Una característica muy importante de la biblioteca principal es su facilidad de acceso, sobre todo en lo tocante al transporte masivo y vías peatonales. Las sucursales de ella atienden a una población de 20 000 a 30 000 personas que residen en un radio de servicio de 1 milla a 1 milla y media. En general, este tipo de bibliotecas presta servicio a una zona similar a la que atiende una escuela de nivel medio o superior, y su ubicación ideal es cerca de una escuela preparatoria. De ese modo, tanto los alumnos como los residentes pueden utilizar sus servicios, además de que la biblioteca puede servirse del estacionamiento de la escuela en las horas en que no hay clases. Si no es posible edificar la biblioteca cerca de una escuela de uno u otro nivel, conviene construirla en un centro comercial o en la zona de negocios de la localidad. En general, las sucursales de la biblioteca principal requieren un terreno mínimo de aproximadamente 1 acre para un edificio de una planta.

Entre los servicios culturales de una localidad se cuentan los museos, salones de concierto, centros cívicos, talleres de artes y estadios municipales. Muchas de estas instalaciones generan abundante tráfico y deben edificarse cerca de las avenidas más importantes y con acceso fácil al transporte masivo.

Hospitales y servicios médicos ■ Los servicios médicos incluyen hospitales generales y de especialidades, asilos e instituciones psiquiátricas. El tamaño mínimo adecuado de un hospital general es de 200 camas, lo cual requiere una población de 50 000 a 75 000. Los grandes centros de atención médica, sobre todo los hospitales generales y los

centros de urgencias y traumatología, deberían ser fáciles de localizar y estar cerca de las calles principales. La facilidad de acceso al transporte masivo es otro factor importante para satisfacer las necesidades del personal del hospital.

Servicio de seguridad pública ■ Entre ellos se encuentran las estaciones de polícia y de bomberos, así como los servicios de ambulancia y de urgencias médicas.

A menudo las estaciones de polícia están situadas en el centro de las grandes ciudades. En las localidades pueden construirse estaciones de policía a nivel distrital o delegacional. Las patrullas de policía acuden a los llamados en caso de delitos o crímenes; la ubicación de esas estaciones no es tan importante como la de las estaciones de bomberos. Sin embargo, la ubicación de las cárceles y la de los separos policiacos, así como el acceso fácil a los tribunales, son factores muy importantes en la localización. La necesidad de comunicaciones centralizadas también puede ser un factor importante para su ubicación.

Al seleccionar la ubicación de estaciones de bomberos, es decisivo el tiempo en que se llega al lugar de los incendios y se atienden otras emergencias. Deberá contarse con una estación básica de carros de bomberos con un radio máximo de servicio de una milla y media, y habrá que instalar una estación básica de escaleras, para un radio máximo de acción de 2 millas aproximadamente. Las zonas de gran valor requieren ayuda de otras estaciones de bomberos cercanas. Las estaciones deberán tener acceso a la red principal de calles y carreteras. Pueden necesitarse más estaciones en áreas que pueden quedar aisladas; por ejemplo, aquellas en que cruces de ferrocarril e inundaciones pueden impedir el acceso.

El servicio de urgencias médicas y de ambulancia ha ido conviritiéndose en una responsabilidad del gobierno. El tiempo de respuesta es también de importancia en el caso de los servicios de urgencias, y suele recomendarse que este servicio no se dé en las estaciones de bomberos.

Otros servicios públicos ■ Entre los servicios administrativos del gobierno figuran los ayuntamientos, los tribunales, la oficina de correos, los centros cívicos de fines múltiples, los estacionamientos y talleres de mantenimiento de vehículos. Muchos servicios administrativos son utilizados por ciudadanos de la localidad, de ahí que deben ser fáciles de encontrar y de acceso cómodo.

La ubicación de las plantas de agua potable y de tratamiento de las aguas de desecho casi siempre está subordinada a las fuentes de este líquido o al sitio donde se reciban las aguàs más idóneas para someterlas al tratamiento. En el caso de las plantas de tratamiento de agua, casi siempre se recomienda contar con áreas divisorias para proteger las zonas cercanas contra posibles problemas de malos olores.

Entre las instalaciones en que se eliminan los desechos sólidos se cuentan las estaciones de transferencia, los centros de reciclado, las plantas de procesamiento, los incineradores y los sitios de eliminación. Tratándose de instalaciones que usan los residentes, un factor importante es la facilidad del acceso. A fin de reducir al mínimo los costos de transporte y los efectos negativos, otras plantas de eliminación de desechos sólidos han de ubicarse de modo que se tenga acceso a las calles y carreteras principales y se evite el tránsito de camiones en las avenidas locales o del vecindario. Se recomienda construir plantas de eliminación de desechos sólidos cerca de usos del suelo compatibles con ellas, pero hay que dejar áreas de división que sean sensibles a los usos de los terrenos cercanos y a otros impactos del medio.

Sistemas de servicios públicos y de transporte

14.18 Planeación del área de servicios

La delineación de las formas y modelos que favorezcan el desarrollo urbano se basa en los patrones que permiten prestar del modo más eficiente y rentable los servicios públicos. En cambio, el control del gobierno sobre el número y los tiempos de ampliación de los servicios públicos pueden influir en los patrones de crecimiento, y ser una importante guía que oriente la ubicación y la regulación temporal del desarrollo urbano.

Servicios urbanos ■ En la mayor parte de las jurisdicciones del gobierno, los habitantes de una localidad disponen, sin excepción, de los servicios básicos o generales. Entre ellos conviene citar los siguientes: tribunales, policía, bomberos, hospitales y servicios médicos, programas de salud pú-

blica, construcción y mantenimiento de calles y carreteras, así como plantas para la eliminación de desechos sólidos.

Generalmente se dan servicios públicos de un nivel más alto en las ciudades, pueblos y otras municipalidades incorporadas, donde el desarrollo urbano se realiza en grandes concentraciones urbanas. Entre estos servicios urbanos complementarios conviene señalar el suministro de agua potable y los sistemas de distribución, los sistemas de drenaje, los niveles más altos de protección que brinda la policía y bomberos, servicios de recolección de desechos sólidos, transporte urbano masivo, servicios de drenaje urbano y calles con señalamientos y alcantarillas, y servicios de los vecindarios como parques y escuelas. La principal función de un gobierno urbano es prestar esos servicios; en consecuencia, los estudios de planeación local y regional se centran en la determinación de las áreas que, según las previsiones, llegarán a ser concentraciones urbanas y requieren esta clase de servicios.

Las áreas de servicio urbano como herramientas de planificación ■ Casi todas las regiones disponen de suficientes terrenos baldíos para dar cabida al futuro desarrollo urbano. En algunas localidades, las restricciones de los límites pueden reducir la cantidad de terrenos baldíos susceptibles de urbanizarse; resulta, entonces, que todos los terrenos baldíos se urbanizarán en el periodo de planificación. No obstante, en la generalidad de los casos, sólo una parte del espacio disponible se destinará a usos urbanos en dicho periodo. Las áreas de servicio urbanos están destinadas a delimitar las zonas que se dedican al desarrollo de concentraciones urbanas dentro del periodo de planificación, y a las que el organismo público dotará de servicios al final del periodo. Las concentraciones urbanas son la mayor parte de los usos residenciales del suelo, con densidades mayores que 2 unidades por acre y casi todos los usos comerciales e industriales del suelo.

La delineación de las áreas de servicios urbanos permite al organismo oficial planear la ampliación orgánica de los servicios públicos. Con ello se logra la utilización eficiente de la capacidad de las instalalciones y servicios, evitando así la extensión prematura de ellos a conjuntos urbanos diseminados en áreas más vastas. La ampliación ordenada de los servicios e instalaciones públicos constituye otra herramienta más para controlar la ubicación y el tiempo del desarrollo, para complementar el fraccionamiento y otras técnicas de regulación al sector privado sobre cuáles zonas deberán recibir servicios públicos en el periodo de la planeación.

Delineación de áreas de servicios urbanos ■ En la tabla 14.6 se resume el procedimiento para delinear esta clase de áreas.

El paso inicial es identificar los terrenos que son aptos desde el punto de vista ambiental o inadecuados para los asentamientos. He aquí algunos de los terrenos que pueden excluirse al planear el desarrollo urbano: pantanos, tierras inundables, zonas de pendientes muy pronunciadas, corredores ambientales y regiones de terrenos inconvenientes desde el punto de vista geológico, de vegetación valiosa o singular, de recursos minerales o de hábitats de la fauna.

El segundo paso consiste en encontrar los posibles límites o confines del área de servicios urbanos. Los límites pueden ser barreras naturales o construidas contra el desarrollo: carreteras de acceso difícil, vías de ferrocarril, corredores ambientales o de ríos, terrenos inundables o pantanosos. Las líneas divisorias de cuencas o drenajes son límites importantes para las futuras áreas de servicios urbanos, por la eficiencia y conveniencia de proporcionar alcantarillado sanitario y drenaje en el área de drenaje.

El tercer paso es determinar la cantidad de terrenos baldíos urbanizables, a fin de localizar allí el desarrollo urbano durante el periodo de planificación. Los terrenos adicionales totales que se necesitarán pueden determinarse a partir de las necesidades de

TABLA 14.6 Etapas en la delineación de las áreas de servicios urbanos

1. Identificación de los terrenos inadecuados o sensibles (delicados) ambientalmente
2. Localización de los límites potenciales de las áreas de servicios urbanos
3. Determinación de los terrenos baldíos requeridos para la urbanización
4. Diseño de las áreas de servicio alternas
5. Recomendación de un área específica de servicios urbanos

uso del suelo y pronósticos (basados en las normas de densidad y en los pronósticos económicos y demográficos, explicados en la sección 14.6).

En el cuarto paso se especifican otras áreas de servicios que tengan bastantes terrenos urbanizables, para ubicar allí los desarrollos urbanos que se necesiten. Por lo regular conviene diseñar áreas alternativas de servicio urbanas más grandes de las que se requieren. De ese modo se reconocen los patrones normales del desarrollo. (En general se prestan servicios urbanos a las áreas antes de terminar la construcción.) Una zona un poco más vasta ofrece además cierta flexibilidad en la ubicación del desarrollo urbano.

Por último, se recomienda el diseño de un área de servicios urbanos. Aunque conviene servirse de barreras naturales o construidas contra el desarrollo a manera de límites, en ocasiones se necesitan límites arbitrarios para obtener el tamaño adecuado. Recuérdese que esta clase de límites cambiará con el tiempo al modificarse las condiciones y pronósticos.

Diseño de las áreas de servicio a plazo mediano ■ La mayor parte de los planes locales y regionales se prepara para periodos de planeación de mediano plazo, que abarcan de 20 a 25 años. Este lapso es el más largo para el cual es posible realizar pronósticos con bastante detalle. La vida física de algunas instalaciones (como las líneas de tubería para agua y drenaje) a menudo es de más de 20 años, y algunas de esas instalaciones pueden diseñarse para periodos hasta de 50 años o más. Por lo tanto, al diseñador le interesa conocer las necesidades de crecimiento y capacidad mucho más allá de los periodos normales de planeación. Un método común consiste en suponer un desarrollo total o completo del área potencial o definitiva de la instalación (que puede ser una zona de drenaje para el alcantarillado sanitario y servicios de drenaje, por ejemplo), si la suposición parece razonable y compatible con las tendencias de crecimiento a mediano plazo (20 años). También se acostumbra dar por sentado que la distribución y los tipos de uso del suelo son congruentes con las tendencias de crecimiento y con el plan a mediano plazo. Se recomienda a los diseñadores revisar tales suposiciones con la oficina de planeación encargada de hacer tales pronósticos, pues sólo así se asegurará que las suposiciones a mediano plazo son razonables y realistas.

Son sumamente discutibles los pronósticos a largo plazo. En el caso de algunas clases de instalaciones (sobre todo, las subterráneas) casi siempre es económico dotarlas de capacidad extra para hacer frente a los imponderables. Tratándose de otras instalaciones, tal vez sea preferible correr el riesgo de que se alcance el total de la capacidad antes o después del periodo especificado en el diseño. Si la capacidad puede agregarse fácilmente, los periodos cortos de diseño pueden ser muy apropiados y rentables.

Límites de etapas a corto plazo ■ Además de las áreas de servicio a mediano (20 años) y largo plazo con que se pronostica el crecimiento, se planea y se diseña para satisfacer las necesidades de servicios, conviene definir las áreas a las que se ampliarán todos los servicios urbanos en un futuro cercano (de 5 a 10 años). Este criterio sirve de base a los propietarios de terrenos y a los organizadores respecto a las intenciones del gobierno de proporcionar los servicios, dirige hacia aspectos concretos las actividades de crecimiento y desarrollo a corto plazo y evita la ineficiencia de servir, a corto plazo, a zonas o asentamientos individuales esparcidos en el área de servicios urbanos planeados a 20 años. La planeación de etapas de servicios públicos a corto plazo puede ser una técnica muy eficaz de control del crecimiento.

14.19 Planeación de sistemas de servicios públicos

Después de definir las áreas propuestas para el desarrollo urbano (áreas de servicios urbanos) (sección 14.18), pueden prepararse planes para dotarlas de servicios e instalaciones urbanos y públicos. Los sistemas de distribución de agua y de alcantarillado sanitario son tareas fundamentales del gobierno e inversiones de capital en las zonas recién urbanizadas. En casi todas ellas el sector privado presta los servicios de gas natural, electricidad y teléfono, aunque en algunas jurisdicciones el gobierno puede darlos. En la mayor parte de las localidades, compete al gobierno la recolección de los desechos sólidos, pero también pueden realizarla por contrato las empresas privadas.

Sistemas de distribución de agua ■ Estos sistemas suministran un abastecimiento adecuado de agua potable para el uso particular, comercial e industrial, así como el suministro de

agua para combatir incendios en toda el área de servicios urbanos. En la sección 21 se explican más a fondo los criterios específicos para el trazado y diseño de las instalaciones de abastecimiento y distribución del agua. A continuación se ofrece un panorama general de esos aspectos de distribución del suministro del agua y de los sistemas de distribución que tienen interés para los estudios generales de planeación.

Los sistemas de distribución proporcionan agua potable bajo presión por gravedad desde depósitos colocados a gran altura o bien bajo presión desde las estaciones de bombeo. Los caudales que se requieren para combatir incendios suelen ser el factor determinante al establecer la dimensión de los colectores y tuberías de los sistemas de distribución del agua y de los tanques de almacenamiento. Por lo regular, las tuberías de distribución se trazan en forma de retícula o en forma curvilínea, a fin de evitar tuberías sin salida. Las tuberías de distribución se colocan a suficiente profundidad con objeto de evitar problemas por congelación durante el invierno.

El almacenamiento para la distribución puede establecerse ya sea en tanques destinados a este fin, que estén a nivel o elevados. Los propósitos principales del almacenamiento para la distribución son: almacenamiento para operación, para tener reservas contra incendio y para emergencias. La capacidad de almacenamiento para operación y reserva contra incendio debe proporcionar un caudal que satisfaga la máxima demanda horaria o los flujos máximos promedio para combatir los incendios; dicha capacidad es mayor que la del abastecimiento y transmisión básicos. El almacenamiento para emergencias debe proveer el agua necesaria durante alguna interrupción en el suministro o una falla de las instalaciones. El almacenamiento elevado también estabiliza la presión del sistema y permite la distribución por gravedad durante interrupciones de energía o cuando las estaciones de bombeo se encuentran fuera de servicio.

Sistemas de alcantarillado sanitario ■ Con patrones de urbanización que sean acordes a la topografía, y que sean la base del diseño de los sistemas que drenen por gravedad, se obtiene mayor confiabilidad y se reducen los costos de operación. En muchos casos se requieren bombas aspirantes o estaciones de bombeo; sin embargo, resulta por lo general más costoso de operar un sistema y más vulnerable a las interrupciones del suministro de energía o a fallas en el equipo.

En años recientes, la mayor parte de las zonas urbanizadas se proveyeron con sistemas separados de drenaje sanitario y de drenaje pluvial. Empero, en muchas ciudades existen zonas más antiguas que cuentan con sistemas de drenaje combinado, los cuales transportan las aguas de desecho a las plantas de tratamiento durante los periodos de secas y conducen las aguas pluviales y de desecho combinadas a los cuerpos de agua superficiales, en los periodos de lluvias. Los sistemas de drenaje combinado pueden agravar las condiciones de calidad del agua, precarias de por sí, en las aguas receptoras, provocando que las soluciones correctivas sean difíciles y costosas.

El alcantarilado se diseña para que conduzca flujos máximos. Dichos flujos se basan en el promedio determinado a partir de los datos locales. Donde esto no es posible, suele suponerse una cantidad de 100 galones por persona por día. Dicho flujo incluye el agua de desecho de los usos residencial y comercial, más un pequeño margen. A esa cantidad hay que añadir importantes contribuciones por parte de la industria. Los factores pico aplicados a la tasa promedio diaria del flujo oscilan por lo común entre 1.5 y 2.0 (para las cloacas que sirven áreas muy grandes) y 4.0 (para cloacas pequeñas que sirven áreas relativamente limitadas). El diámetro mínimo para los tubos de drenaje es de 8 in, con una pendiente mínima adecuada puede servir a una población de 1000 a 1500, o a cientos de casas.

En lugares donde se requieren plantas de bombeo, es conveniente que se tenga alguna forma de apoyo para el caso de interrupciones de la energía o fallas en el equipo. Los criterios y detalles más específicos, que implican el diseño de los elementos de un sistema de alcantarillado sanitario, se encuentran en la sección 22.

Recolección de desechos sólidos ■ En áreas residenciales urbanas, la recolección de basura suele llevarse a cabo de puerta en puerta, por camiones recolectores y cuadrillas. Éste es uno de los servicios públicos más costosos que se proporciona a los propietarios y residentes de zonas urbanas. La recolección se considera en general como una responsabilidad del gobierno, ya sea que se utilicen empleados y equipo de éste o compañías privadas. La recolección se efectúa una o dos veces por semana. La basura normalmente se coloca en la

orilla de la acera para su recolección en zonas residenciales. En algunas localidades se recolecta en el fondo o parte trasera de las propiedades, o se ofrece el servicio de recoger la basura y regresar los basureros ya vacíos a los residentes.

La recolección de basura es un servicio muy laborioso. Su eficiencia y rendimiento demanda una buena administración y un trazo eficiente de las rutas.

Los recipientes de basura y las prácticas para su almacenamiento son en extremo importantes para una recolección eficiente de la basura. Los recipientes apropiados mejoran el aspecto del vecindario y reducen el desorden y peligros potenciales para la salud. Además, una buena localización para la recolección puede hacer esta labor cómoda y eficiente, y producir ahorros sustanciales en los costos. En áreas de vivienda multifamiliares, comercio e industria, las necesidades de almacenamiento de desechos sólidos no reciben a menudo la atención debida en la planeación y ordenamiento del sitio; se aconseja en tales casos dotar de contenedores para el almacenamiento y recolección de basura en las áreas de alta densidad. Por otro lado, la compactación de los desechos en el sitio ayuda con frecuencia a reducir las necesidades de espacio para almacenamiento y refuerza los trabajos de recolección.

Servicios privados ■ Otros servicios importantes que se presentan a las casas o propiedades individuales incluyen el gas natural, electricidad, teléfono y televisión por cable. En pocas localidades puede distribuirse vapor o agua caliente para satisfacer las necesidades de un distrito. Estos servicios suelen prestarlos empresas privadas, aunque en algunos casos los proporcionan empresas del gobierno.

La instalación subterránea de los servicios es un asunto primordial en la mayoría de las localidades; puede mejorar en gran medida el aspecto de la localidad, como se menciona en la sección 14.13, reducir las necesidades de mantenimiento y aumentar la confiabilidad del uso del servicio. Otra cuestión importante en este aspecto es la conveniencia de reservar o construir corredores de servicios múltiples para el uso combinado o instalación de los servicios. Esto se traduce en un empleo más eficiente del terreno y evita problemas como interrupción de servicios durante las construcciones, o una ubicación confusa de éstos. El tema del uso conjunto de los corredores de múltiple propósito ha sido ampliamente investigado por varias organizaciones, incluyendo la American Society of Civil Engineers.

14.20 Planeación de los sistemas de transporte

La planeación de un sistema de transporte multimodal es una materia en extremo compleja. Este tipo de planeación es una parte importante del trabajo de planeación total en la mayoría de las dependencias de planeación regional y metropolitana, las cuales trabajan en coordinación con los departamentos estatales de caminos. Lo que sigue es sólo un panorama general de los criterios y temas más importantes de la planeación de los sistemas de transporte.

Elementos de la planeación de un sistema de transporte ■ Los principales modos de transportación incluyen caminos para peatones y bicicletas, calles y autopistas para vehículos (automóviles, autobuses y camiones), transportación mediante vía (ferrocarril interurbano, de ruta y subterráneo); transportación aérea y transportación acuática.

Los elementos principales de cada modo de transporte son el vehículo (automóvil, tren, barco); el camino del viaje (autopista, vía férrea, vía acuática) y la terminal o instalaciones para transbordos (estacionamiento, terminal de trenes o puertos). Puesto que muchos viajes implican el uso de más de un modo de transporte, es importante que el plan suministre y facilite la transferencia de uno a otro. Las terminales o edificios de transbordo que se proporcionen con este fin deben contar primordialmente con garages y lugares de estacionamiento.

Las metas y objetivos más importantes en la planeación del transporte son:

1. Aumentar la movilidad de los residentes, así como el acceso a los lugares de trabajo, zonas comerciales, de educación, de salud y otras instalaciones públicas
2. Aumentar la comodidad y seguridad en los viajes necesarios, incluyendo los diferentes modos y trasbordos
3. Evitar problemas de las instalaciones de transporte que perjudiquen a los vecindarios o a las localidades

4. Reducir los costos monetarios y de tiempo en relación con los viajes o las instalaciones para el transporte.

Caminos peatonales y para bicicletas ■ Caminar y andar en bicicleta son modos de transporte esenciales para los viajes dentro del vecindario, viajes cortos y para la circulación en las áreas de alta densidad como los distritos centrales de negocios y los campus universitarios. Las bicicletas pueden usarse en forma intensiva durante ciertas temporadas y en determinadas zonas, bien para recreación o viajes de trabajo.

Las vías peatonales suelen consistir en banquetas, paseos, puentes o pasos peatonales a desnivel. Las veredas para bicicletas deben trazarse como caminos separados, por medio de marcas en las calles existentes o como sendas completamente separadas. Estas últimas pueden reservarse de manera exlusiva para bicicletas o usarse conjuntamente por ciclistas y peatones. En zonas de poco tránsito, las banquetas pueden utilizarse también para bicicletas y peatones si las aceras tienen rampas. Las instalaciones adecuadas para el estacionamiento de bicicletas son de gran importancia al terminar los viajes o en los puntos de transbordo. Deben diseñarse vías para peatones y bicicletas como una red integrada con otros medios de transporte, y proyectar dichas redes con el fin de evitar conflictos entre los modos de transporte.

Planeación vial ■ Se trata del aspecto más importante en la planeación del sistema de transporte multimodal, en virtud de que la mayoría de los viajes se hacen en automóvil. Para planear la red de calles y avenidas, éstas se clasifican de acuerdo a su función; la clasificación incluye autopistas, carreteras, calles principales y calzadas, calles colectoras y calles locales. La sección 16 contiene lineamientos detallados y criterios de diseño para las distintas clases de calles y vialidades mayores.

La capacidad de tránsito de las calles se basa en el concepto de nivel de servicio (véase sección 16). El nivel de servicio más alto es el A, que representa un flujo libre del tránsito a las velocidades del proyecto. El nivel más bajo es el F, que representa un flujo inestable o en condiciones de congestionamiento y bajas velocidades. La capacidad máxima de una calle o calzada suele asociarse más a un nivel de servicio E, el cual se caracteriza por un flujo inestable del tránsito y velocidades promedio de alrededor de 30 millas por hora.

La función primaria de **las autopistas y vías de alta velocidad** es servir de medio al tránsito. En general, no se proporcionan accesos directos a los terrenos adyacentes, aunque pueden utilizarse caminos paralelos a las vías rápidas para dar acceso a los terrenos colindantes. Las vías rápidas pueden tener intersecciones a nivel con los cruces de calles, y las autopistas por lo general tienen separaciones o intercambios a desnivel con objeto de lograr un flujo ininterrumpido del tránsito. Ambas se diseñan por lo común de 4 a 8 carriles, y las autopistas divididas son capaces de transportar un volumen de tránsito promedio de 25 000 a 40 000 vehículos por día. El uso principal de dichas vías es para los viajes medianos a largos al interior de una ciudad o para aquéllos entre ciudades.

La primera función de las **calles principales y avenidas** es ser medio para el tránsito de los principales trayectos intraurbanos mayores de 1 milla, sobre todo en las horas pico. Estas vías sólo ofrecen acceso directo limitado a los predios adyacentes. Este acceso directo se centra en general alrededor de instalaciones mayores, centros comerciales y otros importantes generadores de tránsito. Las calles principales y avenidas suelen diseñarse con 4 o 6 carriles, tener una carril para estacionamiento, y ser o no divididas. Dichas vías son capaces de contener un volumen de tránsito promedio que va por arriba de los 25 000 vehículos por día.

Calles colectoras son las que conducen el tránsito y dan acceso a los inmuebles adyacentes; son las calles más adecuadas para los trayectos cortos o medianos (0.5 a 1 mi) en el interior de la ciudad. Las calles colectoras reciben el tránsito de las calles locales y lo conducen a las avenidas y calles principales, vías rápidas y autopistas. Las calles colectoras se espacian con objeto de aliviar los excesos de tránsito de las calles locales, se diseñan con dos carriles para tránsito y dos para estacionamiento y tienen la capacidad de transportar 8000 a 10 000 vehículos por día.

Las calles locales proporcionan acceso a terrenos adyacentes, y se emplean sólo para trayectos o viajes muy cortos (0.5 mi o menos) al interior de la ciudad. Estas calles tienen por lo general dos carriles para transitar y uno para estacionamiento. Los volúmenes de tráfico normalmente se mantienen en niveles mínimos.

Los requerimientos del derecho de vía para las calles y autopistas varían en forma considerable para albergar las necesidades de algunas instalacio-

nes, banquetas y pasajes. El derecho de vía pública total de las calles locales suelen tener alrededor de 60 ft; el de las calles colectoras, de 66 a 80; y las avenidas y calles principales, de 80 a 120 ft. En algunos casos, se añaden carriles especiales para camiones o bicicletas, lo que se traduce en requerimientos adicionales de derechos de vía. Los detalles y proyectos geométricos para cruces y secciones específicas se analizan profundamente en la sección 16.

Necesidades de estacionamiento ■ Puesto que la mayor parte de los viajes son en auto, las necesidades de estacionamiento suelen ser consideraciones importantes en la planeación del uso de suelo, del transporte y de sitios. La existencia adecuada de estacionamientos es necesaria para garantizar un acceso conveniente y un funcionamiento fluido del sistema de transporte, pero muchas veces un estacionamiento requiere de una gran parte de terreno o de instalaciones en un sitio en los principales centros de actividad o destinos. La tabla 14.7 indica las necesidades de estacionamiento para usos importantes de suelo, adecuadas cuando la mayor parte de los viajes desde estos usos y hacia los mismos es por automóvil y no por transporte público o a pie.

Transporte colectivo urbano ■ El transporte colectivo urbano consta de sistemas de camiones (con servicios local y expreso) y sistemas ferroviarios como trenes subterráneos, trenes elevados y servicio de tranvías. Los transportes especiales (taxis, limousines de aeropuerto, y servicios como camionetas para ancianos o minusválidos) son importantes para cubrir necesidades o zonas específicas.

TABLA 14.7 Necesidades de estacionamiento

Oficinas	3 espacios por 1000 ft^2 de área bruta rentable (GLA)
Al pormenor	Oscila entre 3 espacios por 1000 ft^2 de GLA para tiendas de consumo a 5 espacios por 1000 ft^2 para centros comerciales regionales
Restaurantes	20 espacios por 1000 ft^2 de GLA
Hoteles	1.25 espacios por cuarto
Industrial	0.6 espacios por empleado
Residencial	Oscila entre 1 y 1.5 espacios por unidad multifamiliar a 2 espacios en residencias para una familia

Fuente: Institute of Transportation Engineers and Urban Land Institute (véase bibliografía, subsección 14.25).

Los sistemas de transporte colectivo se orientan a viajes al trabajo o a escuelas y viajes regulares a los grandes centros de actividades como los distritos centrales de negocios. Estos sistemas suelen reducir de modo drástico las necesidades de estacionamiento y los problemas de congestionamiento en los distritos centrales de negocios.

Los sistemas de autobuses son la forma que más se utiliza para el transporte colectivo urbano. Estos sistemas tienen la ventaja de ser flexibles, pues las rutas pueden cambiarse o añadirse nuevas zonas con cierta facilidad, además de que el sistema se adapta de manera económica a las condiciones cambiantes. Los sistemas de autobuses utilizan las calles y avenidas existentes y no requieren mayores inversiones en vías o instalaciones para trasbordo o terminales. Dichos sistemas son capaces de transportar hasta distancias convenientes para caminar dentro de las zonas residenciales.

Los factores importantes para el mejoramiento de las corridas y servicio de autobuses son eficiencia, comodidad y velocidad. El servicio de autobuses local puede ser eficiente si las paradas se ubican lo más cerca posible, si las rutas se espacian para mantener las distancias que se caminan relativamente cortas (máximo ¼ mi), y los intervalos en el paso de los autobuses son de poco tiempo, sobre todo en las horas pico. El confort puede reforzarse proveyendo un equipo moderno y cobertizos para éste.

El servicio de autobuses local puede ser lento en comparación con el viaje en automóvil o ferrocarril, y resulta más conveniente para los viajes interurbanos cortos o medianos. El servicio de autobuses expreso a lo largo de las principales arterias o avenidas, con paradas limitadas, es más adecuado para viajes largos. Los carriles exclusivos para autobuses y tratamientos preferenciales se utilizan en algunas localidades con objeto de reducir el tiempo de los viajes. Los autobuses locales pueden ser alimentadores para los autobuses expresos y trenes que hacen largos viajes intraurbanos. Además de la función alimentadora, los autobuses expresos pueden utilizar las instalaciones de estacionamiento donde dicha provisión se haya hecho para los viajeros cotidianos y sus necesidades de estacionamiento para todo el día.

Las instalaciones de ferrocarril que se emplean en los sistemas de transporte urbano son para trenes subterráneos y trenes de rutas fijas. Los trenes subterráneos, y a veces los trenes elevados o tranvías, se usan en las zonas de muy alta densidad con importantes volúmenes de viajes, como los distritos centrales de negocios de las grandes ciudades. Los trenes de ruta fija se usan para los viajes cotidianos a lo largo de los corredores de alta densidad, en las principales zonas metropolitanas.

El transporte ferroviario sirve en forma eficiente a grandes volúmenes de viajes con un uso mínimo de terrenos y de instalaciones, y reduce de modo efectivo las congestiones en las horas pico. El transporte por tren requiere, para ser posible, una gran población de base que genere altos volúmenes de tránsito. Sus desventajas son una localización fija y el alto costo de sus vías, estaciones y terminales. Los sistemas de trenes son de ubicación inflexible y, por lo común, no ofrecen un servicio cómodo hasta una distancia razonable para caminar a las áreas residenciales. Con el propósito de vencer tales desventajas, se sugieren los siguientes lineamientos:

1. El transporte por tren debe usarse donde sea más apropiado para trayectos medianos o grandes dentro de la ciudad, a lo largo de los corredores de alta densidad, para viajar hacia y entre los mayores centros de actividades de las grandes áreas urbanas y a fin de circular dentro de zonas de muy alta densidad, como los distritos centrales de negocios.

2. Las instalaciones para los trenes deben localizarse en los corredores de altas densidades que generen importantes demandas de viajes.

3. Para aumentar la comodidad debe proporcionarse servicio de autobuses locales alimentadores e instalaciones como estacionamientos.

4. Deben hacerse intentos para reducir los costos donde sea posible, utilizando las instalaciones y vías ya existentes y localizando las rutas en las vías de otros transportes o cerca de ellas, como los derechos de vía de una autopista.

Modelos de transporte urbano ■ El proceso de planeación del transporte urbano en la mayor parte de las zonas metropolitanas considera más de un modo importante de viajar. El proceso es suficientemente complejo para hacer necesario el uso de modelos computarizados; éstos simulan formas de viajar, así como volúmenes, y permiten la evaluación de otras formas de uso de suelos y cambios o ajustes del sistema de transporte necesarios para satisfacer necesidades de transporte. La figura 14.4 ilustra los pasos básicos en el proceso de modelado de transporte urbano; comprende retroalimentación y reiteración diseñada para buscar un equilibrio entre la demanda de viajes y las instalaciones de transporte capaces de satisfacer esta demanda.

Trenes interurbanos y transportación aérea y fluvial ■ La transportación ferroviaria, aérea y acuática, como las autopistas, son formas esenciales que proporcionan movimiento de personas y bienes entre las ciudades. Los viajes de ferrocarril interurbano se especializan en el movimiento de cargas más que el transporte de pasajeros. Debido a que la transportación por ferrocarril es un modo valioso para trasladar cargas y materiales voluminosos, la disponibilidad de vías y estaciones de ferrocarril puede ser uno de los factores principales en la localización de las industrias. La sección 19 presenta los aspectos de ingeniería y diseño de instalaciones para el ferrocarril.

La transportación aérea es una importante forma de realizar viajes interurbanos de pasajeros, así como para carga de alto valor y poco voluminosa. Las dos categorías principales de transportación aérea son las empresas de transportación aérea comercial y la aviación general, y usan pequeños aviones privados y de negocios. Las necesidades de la aviación comercial y la aviación en general a menudo entran en conflicto. En muchas zonas, se hacen consideraciones para separar los dos tipos de viajes aéreos y se proporcionan instalaciones separadas para cada tipo.

Los aeropuertos son las instalaciones terminales y de transbordo más importantes de la aviación que debe considerar el planeador regional y local. (Aspectos específicos de ingeniería y diseño de aeropuertos se mecionan en la sección 18.) Las necesidades de suelo para los aeropuertos son un mínimo de 50 a 100 acres para los aeropuertos pequeños que sirven a aviones ligeros, y de 15 000 a 40 000 acres o más para un aeropuerto internacional mayor. Una consideración importante es proveer de suficiente espacio a otros aeropuertos

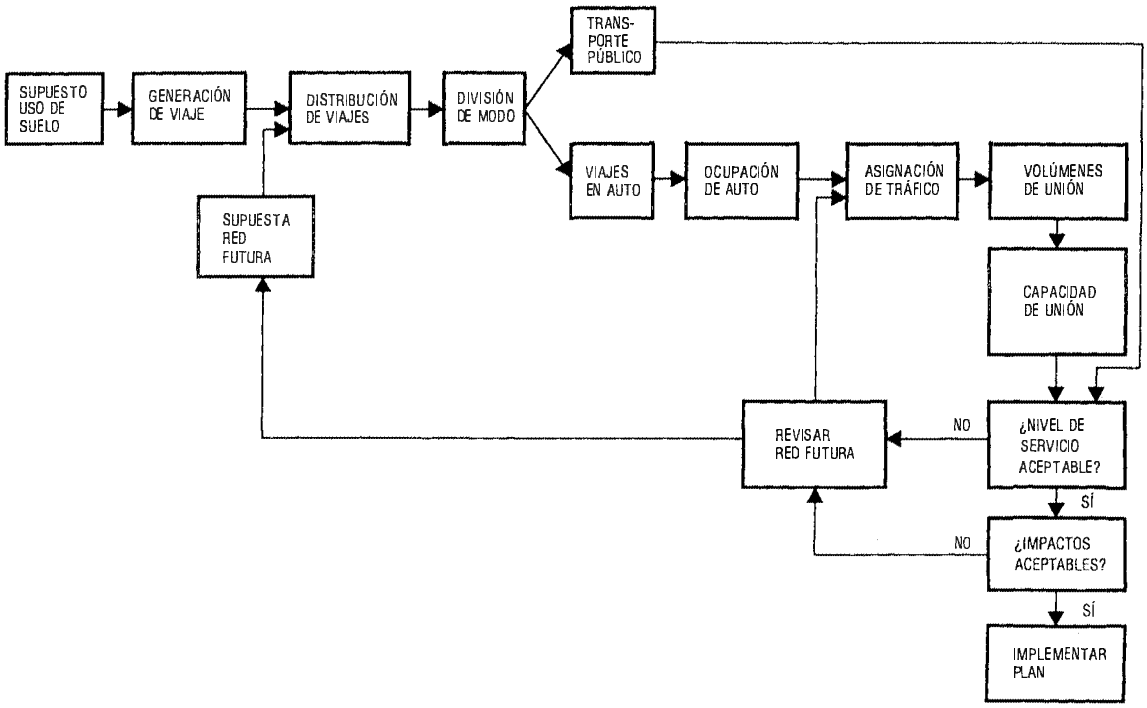


Figura 14.4 Pasos en modelos de transporte urbano.

con el fin de evitar los conflictos en el tránsito aéreo.

Un terreno plano en una localización elevada, así como la ausencia de barreras o peligros físicos constituyen elementos importantes en la localización de un aeropuerto. Son puntos clave un buen suelo y drenaje, y la disponibilidad de servicio. Puesto que los viajes muy rara vez terminan en los aeropuertos, éstos sirven en primer lugar como edificios de transbordo; por lo tanto, la accesibilidad e interconexión con servicios regionales de transporte es otro elemento crítico en la localización de un aeropuerto. La compatibilidad con los usos del suelo adyacentes es otro punto de interés, debido a las necesidades de seguridad y los problemas de ruido. El estricto control de estos usos, sobre todo el suelo cercano a las pistas de despegue, es esencial para evitar problemas futuros.

La transportación fluvial o marítima es un importante modo de transporte de materiales voluminosos. La preocupación principal para los planificadores locales y regionales es la construcción de instalaciones terminales o de transbordo (puertos y bahías). El diseño y ordenamiento específico de puertos y bahías se mencionan en la sección 23.

Herramientas y técnicas de implantación

14.21 Planes integrales y funcionales

El plan de una localidad o región, a veces llamado plan maestro o plan de la ciudad, es el documento central y más importante para la administración y control de desarrollo físico y crecimiento de la zona. Este plan contempla todos los aspectos del desarrollo físico de una localidad o región. Los aspectos principales de la mayoría de los planes integrales incluyen los recursos y calidad del medio ambiente, usos del suelo público y privado, instalaciones y servicios locales, y vialidad.

El plan integral sirve para muchos propósitos importantes:

1. Como exposición de las metas y políticas de la localidad. (Por lo tanto, los ciudadanos y representantes elegidos deben participar estrechamente en la preparación del plan integral.)

2. Es una guía en la toma de decisiones gubernamentales y privadas. (A fin de que sea eficaz y

útil, el plan integral se diseña para que lo utilicen de modo constante las ramas ejecutivas y legislativas del gobierno. El plan debe ser puesto al día y revisarse con frecuencia.)

3. Constituye un marco general que orienta la preparación de planes más específicos y detallados de las instalaciones o servicios individuales, o proyectos para las subáreas de las localidades o vecindarios, los cuales coordina.
4. Es una base legal y sirve de fundamento a las herramientas de administración del crecimiento y usos del suelo, como el fraccionamiento, mapas oficiales, reglamento de subdivisión, anexación, servicios públicos y extensión de éstos, adquisiciones de tierra y programa para un mejor uso del capital.

Los planes integrales pueden tomar la forma de un proyecto general o de políticas, o de un plan maestro físico que contenga localizaciones detalladas y usos determinados del suelo e instalaciones. Cualquier formato posee ventajas y desventajas importantes. El plan general o de políticas suele ser más compacto y fácil de preparar, leer y usar. Este plan contiene sólo las políticas y metas más importantes, dejando los detalles específicos para los casos individuales y estudios especiales. Un plan general o de políticas es más útil como guía de las decisiones gubernamentales y más fácil de mantener al día.

Un plan que contiene la localización específica de los usos del suelo e instalaciones ilustra los resultados prácticos de aplicar las metas y políticas del mismo, haciéndolo más accesible a los ciudadanos y funcionarios elegidos. Un plan físico detallado contiene las decisiones concretas de localización y tiene la ventaja de resaltar las áreas de controversia potencial previas a su implantación, ya que sus propuestas prolijas son las que hacen resaltar los problemas de implantación o factibilidad al principio del proceso. Estos planes físicos pueden ser el instrumento para hacer expedito el paso del plan de políticas a su implantación; son más difíciles de preparar y actualizar, y mucho más todavía de usar y leer. La desventaja singular de un voluminoso y engorroso plan como éste es que sus puntos clave tienden a perderse en un laberinto de detalles.

El método más aconsejable es combinar los mejores elementos y atributos del plan general o de políticas con los del plan integral detallado. Sus metas y políticas deben resaltarse con claridad, así como el marco general. Debe reconocerse que las metas y políticas no son suficientes por sí mismas. Por otro lado, es importante que el plan incluya ilustraciones pormenorizadas del desarrollo físico propuesto para la localidad o región, con el fin de mostrar los resultados que se esperan. El formato debe permitir una conveniente y frecuente revisión y actualización, y contener resúmenes de los planes funcionales o de las subáreas. Los planes detallados para funciones específicas, servicios o subáreas, como los vecindarios, deben incorporarse como documentos separados o apéndices que pueden prepararse en forma individual, cambiarse o actualizarse.

La figura 14.5 presenta un plan integral de crecimiento y desarrollo típico para una pequeña localidad; la figura 14.6 muestra el de una región metropolitana.

14.22 Reglamentos de fraccionamiento y subdivisión

Las ordenanzas de fraccionamiento y reglamentos de subdivisión son medios para reglamentar la implantación del plan integral y controlar la conversión de los usos del suelo y los procesos de urbanización y desarrollo. Ambos, el fraccionamiento y el reglamento de subdivisión, se basan en el ejercicio político del poder de la comunidad para promulgar leyes que protejan a sus ciudadanos, su salud pública, seguridad, moralidad y bienestar general.

La ordenanza de fraccionamiento designa, por medio de un mapa y texto, los empleos del suelo en los distritos y señala los que son compatibles y permitidos en cada distrito. También se especifica la utilización condicionada o especial que se permite dentro de los usos del suelo de un distrito bajo ciertas condiciones, después de una revisión específica de las circunstancias individuales. La ordenanza de fraccionamiento suele incluir disposiciones para distritos residenciales, comerciales, industriales y de espacios abiertos. Dentro de cada distrito, la ordenanza de fraccionamiento especifica (además de los usos del suelo) los requerimientos de área o densidad de predios individuales, altura, volumen y colocación de estructuras; regulaciones sobre la construcción de estacionamiento y áreas de carga en

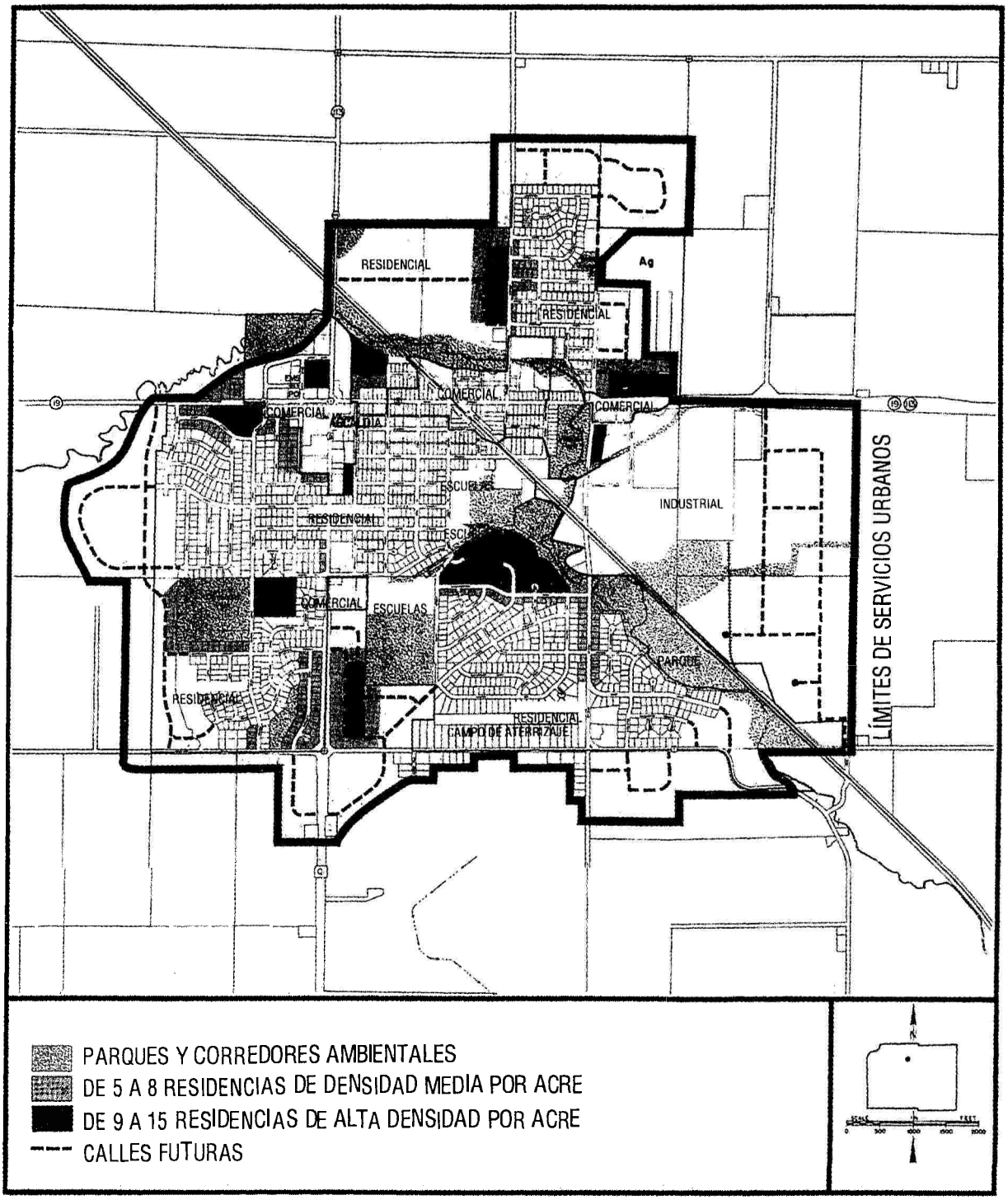
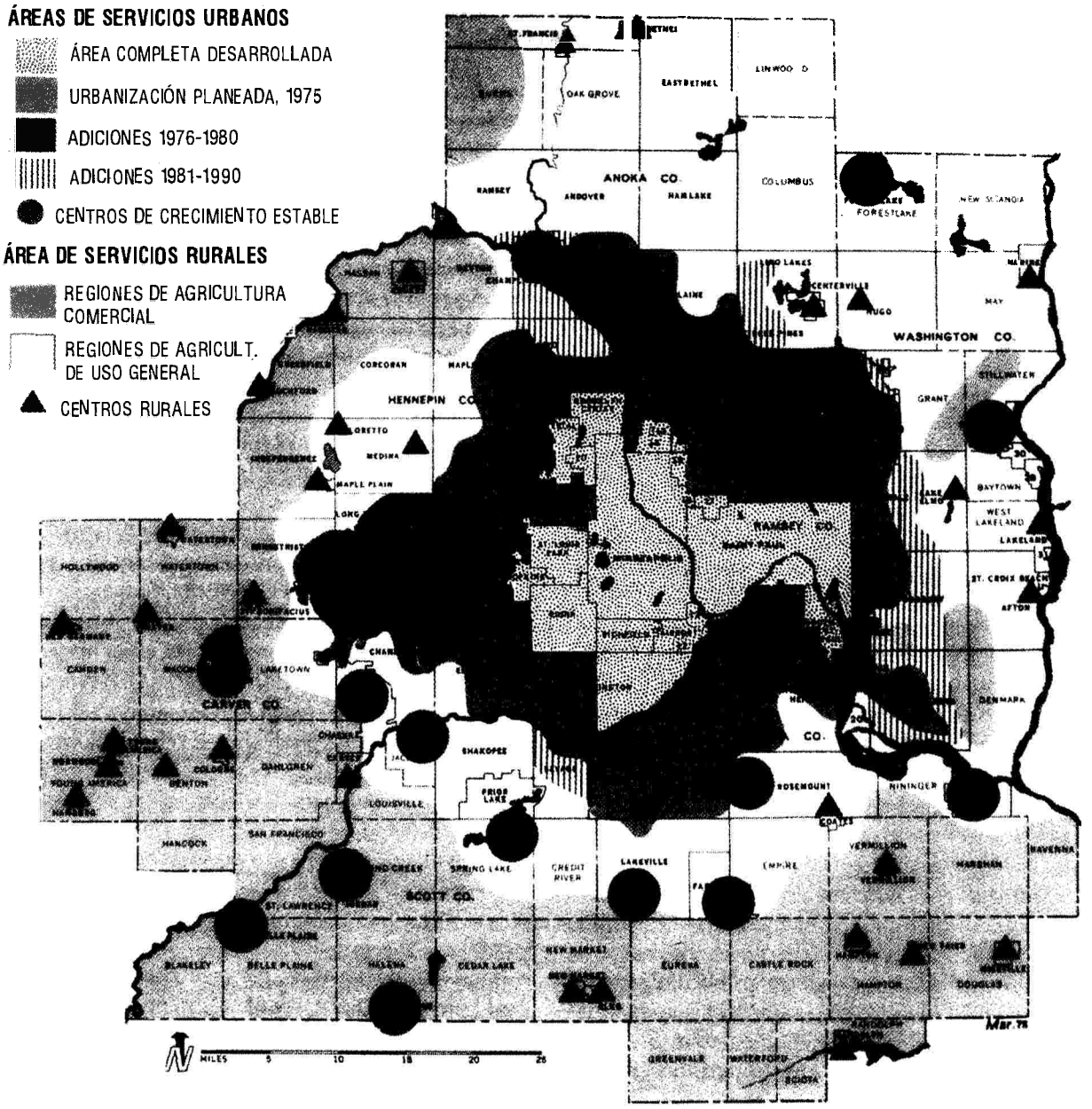


Figura 14.5 Plano de urbanización para una comunidad pequeña. (*Village of Waunakee*, 1988, con autorización de Dane County Regional Planning Commission, Madison, Wis.)

las calles, señalamientos, paisaje y áreas separadoras, normas para la emisión de contaminantes y ruidos, y otros imperativos.

Esta ordenanza se basa en el plan integral, pero no es idéntica al plan parcial de usos del suelo del plan integral. El mapa de fraccionamiento es la



ÁREA METROPOLITANA DE CIUDADES GEMELAS
PLAN DE SISTEMAS DE DESARROLLO

Figura 14.6 Plan de desarrollo regional. (Reimpreso con autorización de *The Politics and Planning of a Metropolitan Growth Policy for the Twin Cities*, The Metropolitan Council of the Twin Cities Area, St. Paul, Minn., 1976.)

asignación, de los usos del suelo, a corto o mediano plazo, más que a largo plazo. A menudo representa el término medio entre los patrones de usos de suelo existentes y del plan integral. La ordenanza contiene indicaciones para usos que temporalmente no cumplen las indicaciones, y procedimientos para tratar los desacuerdos en las obligaciones. En algunas localidades, para añadir flexibilidad a la ordenanza, se elaboran acuerdos más generales de densidad (como las normas de intensidad de uso del suelo) y normas de ejecución, más que obligaciones concretas, para el área del lote y ubicación de los edificios. En muchas localidades, esta ordenanza contiene una disposición para los desarrollos de cierta unidad planeada, lo que permite mayor flexibilidad a los grandes desarrollos integrados que requieren revisiones prolijas y la aprobación de algunas propuestas específicas.

Los reglamentos de subdivisión se ocupan del proceso de dividir los terrenos y convertirlos en sitios para la construcción. Los reglamentos de subdivisión consisten en procedimientos para la remisión, revisión, aprobación y registro de los predios.

Por regla general se especifica un proceso de planeación que consta de dos partes. En la primera, se elabora y presenta un plano preliminar con objeto de obtener la aprobación de la distribución y diseño general del área antes de hacer el diseño detallado. En la segunda, se prepara y presenta la versión final del plano que sirve como instrumento legal para el registro público y sus propósitos.

Los reglamentos de subdivisión también determinan las obligaciones y normas de diseños del trazado de calles, manzanas, lotes y parcelas, de espacios abiertos y de las relaciones con las áreas o usos del suelo adyacentes. A menudo contienen especificaciones para la nivelación de calles y otras obras que se requieran. No sólo es necesaria la instalación de ciertos servicios públicos; muchas localidades exigen que se dediquen algunas áreas para las obras públicas, o espacios abiertos, como parte del procedimiento de división de los terrenos.

14.23 Programas de obra y financiamiento

Un programa de obra es un plan y programa de tiempos a corto plazo (5 a 6 años), para el financiamiento y construcción de las principales instalaciones públicas y mejoras físicas que se recomiendan en el plan integral. Dicho programa es necesario, puesto que muchos proyectos son muy largos para financiarse o completarse en un año.

El programa debe diseñarse para que se utilice como herramienta de presupuestación. Debe prepararse para una dependencia del gobierno específica, que tenga relación con las ramas legislativas y ejecutiva del gobierno, de manera particular con alguna oficina o departamento del mismo. Aunque suele elaborarse para cubrir un periodo de 5 a 6 años, el programa debe ser actualizado y revisado cada año como parte del proceso de presupuestación. El primer año del programa de obra debe contener un presupuesto en detalle y la descripción de las actividades que van a efectuarse; los siguientes años del programa deben mostrar sin pormenores las actividades y presupuesto anuales.

El paso inicial de preparación de dicho programa es el análisis financiero de los ingresos, egresos y el pasivo de la dependencia de gobierno. Los desembolsos para el mantenimiento y operación normal, los cuales deben pagarse con los ingresos corrientes, se evalúan y proyectan para los años futuros. Los ingresos futuros que excedan los gastos de operación y mantenimiento estarán disponibles para financiar las obras o mejoras.

Después de que se completa el análisis financiero, los mejoramientos primordiales del plan integral se evalúan y se asignan prioridades; se eligen aquellas obras o mejoras que deben iniciarse dentro del periodo a corto plazo del programa. La evaluación y asignación de prioridades es un proceso delicado que involucra en gran medida a los funcionarios elegidos y a los funcionarios de gobierno de mayor nivel.

Para terminar, se hacen recomendaciones que se fundamentan en los ingresos disponibles y en las técnicas de financiamiento; se elaboran los presupuestos proyectados, y se proponen los acuerdos de financiamiento a largo plazo.

Las erogaciones del gobierno se financian a través de una variedad de fuentes de ingreso y programas de otros niveles. Los ingresos básicos del gobierno local consisten en impuestos sobre los bienes personales e inmuebles, impuestos al salario, impuestos sobre ventas, tarifas a los usuarios directos, contribuciones especiales de propiedades subsidiadas, y recursos de los gobiernos estatal y federal.

Los principales desembolsos de capital deben financiarse a corto o largo plazo que no excedan los 10 años. Los bonos o títulos se usan en general para

el financiamiento a largo plazo. Los abonos pueden ser títulos de renta (los cuales se pagan con los impuestos y tarifas del usuario), obligaciones generales (que se pagan con los ingresos generales de los impuestos), o bonos de las contribuciones (pagados de contribuciones especiales). Los ingresos por bonos son los más convenientes para las obras y mejoras, ya que proporcionan ingreso en la forma de tarifas o impuestos al usuario (como los del uso del sistema de agua o alcantarillado). Los ingresos por bonos y los bonos por contribuciones requieren muchas veces un interés un poco más alto que el de los demás títulos o bonos en general. Los bonos de obligación general, por otra parte, necesitan que se vote su aprobación en algunos estados.

El capital contable es un asunto de la mayor importancia en la determinación del método de financiamiento apropiado. Aunque los acuerdos de financiamiento tratan de dividir a menudo los costos entre aquellos que se beneficiarán con el servicio, muchas propuestas de tributación y financiamiento también reflejan otros objetivos del gobierno, como una carga más ligera de impuestos para los ciudadanos de bajos ingresos o impuestos más altos para los artículos de lujo.

14.24 Otros instrumentos de implementación

Otros importantes instrumentos que pueden ayudar en gran manera a implementar los planes integrales son definir fase y extensión para los servicios e instalaciones públicas, los mapas oficiales, códigos, permisos, y rehabilitaciones y espacios libres.

El planteamiento y ventajas de dividir en fases y extender los servicios e instalaciones públicas, se mencionan con brevedad en la sección 14.18. Mediante el control de la localización y la definición de tiempos para la extensión y provisión de los servicios e instalaciones públicas para las nuevas áreas en desarrollo, la dependencia de gobierno puede influir en forma considerable en su ubicación y tiempos necesarios.

Muchos estados permiten a las localidades preparar y adoptar los planos oficiales, que señalan la ubicación de calles e instalaciones públicas futuras. El plano muestra la intención, por parte de la comunidad, de adquirir ciertos terrenos o propiedades para fines públicos; la adopción de la ordenanza prohíbe el desarrollo de terrenos específicos antes de que se notifique a la comunidad y tenga la oportunidad de adquirirlo. Los proyectos muy definidos que se presentan dentro del programa de obras y mejoras son útiles para la elaboración de planos oficiales.

Los códigos y permisos son también medios que permiten al gobierno examinar y controlar la construcción y aquellas actividades que tienen repercusión importante en el desarrollo físico. Los códigos, sanitarios y de construcción, contienen requisitos y especificaciones en detalle para lograr construcciones nuevas adecuadas y las condiciones mínimas aceptables en instalaciones existentes. El refuerzo con un código vigoroso es importante para prevenir un deterioro mayor en aquellas zonas que ya presentan signos en sus viviendas o instalaciones.

Las dependencias y departamentos de gobierno exigen permisos para varios proyectos y actividades. Los permisos, como los de uso condicionado, permisos de desacarga, para efectuar ciertas actividades, permiten examinar los efectos de proyectos o actividades particulares y pueden traer como consecuencia el establecimiento de restricciones en el proyecto o actividad para disminuir los efectos adversos o perjudiciales.

En los casos de viviendas, estructuras o instalaciones que presentan gran deterioro o ruina, una solución puede ser que se rehabiliten; si se considera necesario, se opta por su demolición. Los programas de rehabilitación se orientan hacia las áreas, estructuras e instalaciones que pueden restaurarse y ponerse en condiciones aceptables. Los principales elementos de un programa exitoso de rehabilitación comprenden un vigoroso reforzamiento de los códigos, instalaciones públicas para reparar o reconstruir, y el suministro de asistencia técnica y financiera a los esfuerzos privados en tal sentido. La demolición y nuevo desarrollo pueden necesitarse donde las estructuras e instalaciones están arruinadas; ponerlas en buenas condiciones no es recuperable en cuanto a costos. La cooperación estrecha entre los sectores públicos y privado en los proyectos de desarrollo es importante para obtener resultados óptimos.

14.25 Bibliografía

ASCE Manual and Report No. 49, *Urban Planning Guide*, American Society of Civil Engineers, 345 E. 47th St., New York, NY 10017, 1986.

A. J. Catanese and J. C. Snyder, *Urban Planing*, G. A. Porterfield and K. B. Hall, Jr., *A Concise* Guide to Community Planning, and S. M. Gold, *Recreation Planning Design*, McGraw-Hill, Inc., New York.

The Practice of Local Government Planning and *The Practice of State and Regional Planning*, International City Managers Association, Washington, DC.

M. D. Beyard, *Business and Industrial Park Development Handbook*; R. J. Basile et al., *Downtown Development Handbook*; D. R. Porter et al., *Flexible Zoning: How It Works*; D. R. Porter et al., *Growth Management: Keeping on Target*; D. Schwanke, *Mixed-Use Development Handbook*; T. P. Snyder et al., *Paying for Growth: Using Development Fees to Finance Infrastructure*; W. P. O'Mara et al., *Residential Development Handbook*; J. Casazza et al., *Shopping Center Development Handbook*; D. R. Porter et al., *Special Districts: A Useful Technique for Financing Infrastructure*; and D. M. Wrenn, *Urban Waterfront Development*, ULI, 1090 Vermont Ave., NW, Washington, DC 20005.

Transportation and Land Development, Institute of Transportation Engineers, Washington, D.C.

15

Frederick S. Merritt
Consulting Engineer
West Palm Beach, Florida

Ingeniería de edificación

Hay una gran variedad de edificios que se destinan a usos habitacionales, industriales y de almacenamiento, entre muchos otros. Los ingenieros civiles desempeñan un papel importante en el diseño y construcción de dichas estructuras, pero, a veces, el ingeniero civil es sólo uno de los muchos profesionales que participan en la planeación y diseño de un edificio, por lo que, es necesario que sus decisiones de diseño tomen en consideración los objetivos y las necesidades de otros profesionales. Por esta razón, los ingenieros civiles deben estar bien informados sobre temas diversos como arquitectura, proyecto de edificios, alumbrado, sistemas eléctricos, elevadores, plomería, calefacción y acondicionamiento de aire, así como diseño estructural. Con tal fin, en esta sección se resumen los principios de diseño de esos campos y se citan referencias para estudios más detallados.

15.1 Influencia de la planificación en el diseño de edificios

Se utiliza la planificación para reglamentar el uso del suelo, controlar el tipo de habitaciones y el tamaño de los edificios, así como para proteger la salud pública, la seguridad y el bienestar general. Los reglamentos de planificación complementan los requisitos de los códigos de construcción.

Al seleccionar un terreno para una construcción, debe consultarse el código local de planificación para saber si está permitido el tipo de construcción planeada: residencial, comercial, industrial, escolar, eclesiástica. Si lo anterior no puede hacerse, debe investigarse la posibilidad de una excepción al código.

Para ciertos tipos de construcción —viviendas, por ejemplo— la falta de un código de planificación puede desalentar la selección de algún terreno. El uso sin control del terreno puede originar la instalación en un lugar no deseable por ejemplo de chatarras o fábricas que despidan malos olores, lo cual disminuye el valor de la propiedad. Cuando existe un código de planificación, debe examinarse el control sobre los terrenos adyacentes al lote considerado, para determinar si el uso de los terrenos vecinos es aceptable. Véase también la sección 14.22.

Los códigos de planificación fijan el límite máximo a la altura y tamaño de los edificios para asegurar la iluminación y la ventilación de las propiedades vecinas. Algunos códigos limitan el número de pisos; otros, la altura máxima sobre el nivel de la calle. En algunos casos, los códigos no restringen la altura, pero exigen que los edificios disminuyan su área de piso desde la base después de alcanzar ciertas alturas, según el ancho de la calle, medido entre los alineamientos de edificaciones. Este tipo de requisito condujo en otras épocas a la arquitectura de "pastel de bodas", o sea, edificios cuyos pisos se hacían cada vez más estrechos por pisos

conforme se elevaban, debido a los frecuentes retallos. Otra alternativa, en la cual el espacio interno se sacrifica en aras de la estética, es que un edificio puede satisfacer este tipo de reglamento y sin embargo no tener retallos, si se construye como una torre abrupta que sólo ocupe parte del lote.

Algunos códigos controlan la altura y el tamaño mediante el establecimiento de una relación entre el área total permisible de piso y el área del lote. A veces se permite mayor área de piso si la parte del terreno sobre la calle, o que está cerca de la misma, se dedica a un espacio libre. Por tanto, los diseñadores pueden dar la forma deseada al edificio dentro del alineamiento de la edificación; pueden hacerlo alto y esbelto, o bajo y ancho, siempre y cuando el área total de piso no exceda lo permisible. Sin embargo, a veces ciertos códigos también exigen que la base del edificio se localice a una distancia mínima de los límites del lote; estos reglamentos deben observarse y respetarse al ubicar un edificio en su lote.

Además de las restricciones de planificación, las alturas de los edificios pueden estar limitadas por las autoridades federales de aviación, especialmente en la cercanía de aeropuertos. Estos reglamentos deben tomarse en cuenta antes de seleccionar un lote para determinado proyecto y en especial antes de especificar la altura del edificio en las primeras etapas del diseño.

15.2 Códigos de construcción

Algunos municipios y, a veces, los estados, protegen la salud pública, la seguridad y el bienestar común, al controlar el proyecto y la construcción de los edificios a través de los códigos o reglamentos de construcción. Este control abarca por lo regular todas las fases, incluso las especificaciones, los criterios admisibles de diseño y los métodos de construcción, así como las inspecciones de la obra para asegurar el cumplimiento de los mismos.

Los códigos pueden clasificarse como normas de especificaciones o de funcionamiento. El tipo de código de especificaciones enumera los materiales aceptables y las dimensiones mínimas para cada aplicación. Los códigos que norman el funcionamiento especifican el resultado final que ha de obtenerse en términos de características como el esfuerzo, estabilidad, permeabilidad, dureza y la resistencia al fuego. En la práctica, estos códigos se complementan con un catálogo de materiales y tipos de construcciones aceptables, una vez que mediante pruebas se demuestra que satisfacen los requerimientos del código.

Los proyectistas de edificios deben familiarizarse con los códigos de construcción para el área que van a erigir sus proyectos, ya que la mayoría de las comunidades tienen sus propios códigos, los cuales pueden diferir de los de comunidades adyacentes. Aun donde existen códigos estatales, los municipios tienen la autoridad de establecer requisitos más rigurosos.

Para proyectos que se localizan en lugares que no se encuentran bajo la jurisdicción de un código de construcción estatal o local, los proyectistas de construcciones deben adoptar el código de una ciudad grande cercana o un código modelo que pueda aplicarse a la región. En E.U., los códigos modelos reconocidos nacionalmente son: *National Building Code*—National Conference of States on Buildings Codes and Standards; *Uniform Building Code*—International Conference of Building Officials; *Standard Building Code*—Southern Building Code Congress International, Inc; *Basic Building Code*—Building Officials and Code Administrators International, Inc.

También hay reglamentos federales que deben ser satisfechos por los propietarios de edificios, diseñadores y contratistas. Por ejemplo, la Occupational Safety and Health Administration (OSHA) establece normas, reglamentos y procedimientos para construir edificios y las condiciones que deben prevalecer en estos edificios una vez terminada su construcción. En general, la OSHA especifica que contratistas ni subcontratistas deben permitir que trabaje personal en los alrededores de una construcción, o que las condiciones de trabajo sean insalubres, de riesgo o que representen un peligro para la salud o la seguridad. Los patrones tienen la responsabilidad de iniciar y conservar programas para prevención de accidentes. En la obra *Construction Industry: OSHA Safety and Health Standards* (29 CFR 1926/1910), Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, DC 20402, se dan requisitos detallados.

15.3 Protección contra incendio en edificios

Una importante consideración al proyectar casi todos los edificios es la resistencia al fuego requerida

por los códigos de construcción y las compañías de seguros. Esta resistencia puede lograrse con materiales incombustibles, recubrimientos protectores contra el fuego y sistemas de rociadores, aunque generalmente cuestan más que los de una construcción de menor resistencia al fuego. Además, los códigos pueden prohibir el uso de ciertos materiales peligrosos como aquellos que pueden explotar o que emitan humo excesivo o gases venenosos.

A veces, puede obtenerse un costo más bajo a largo plazo para un edificio con una mayor resistencia al fuego que la requerida por los códigos locales de construcción, debido a las reducciones en las primas del seguro contra incendio.

El objetivo de la construcción de extensión local resistente al fuego es resistir un incendio por un periodo específico y evitar que se extienda dentro del nivel en que empezó, de piso a piso o hacia los edificios contiguos. El objeto de los rociadores es extinguir el incendio rápidamente.

Se asignan clasificaciones a los componentes de un edificio de acuerdo con su comportamiento en pruebas estándar de incendio (ASTM E-119, *Standard Methods of Fire Tests of Building Construction and Material*). Si el componente cumple con los requisitos después de una hora de exposición en una prueba estándar de horno, se le da la clasificación de una hora; si resiste la prueba por dos horas, se le asigna una clasificación de dos horas; etcétera.

La protección contra incendio para un edificio y sus ocupantes comprende la prevención, la detección y alarma, el confinamiento, la extinción del incendio así como las provisiones para la seguridad de la vida.

Prevención ■ Los edificios deben diseñarse para reducir al mínimo la posibilidad de incendio, excepto en lugares autorizados como hornos y fogones. Los materiales de construcción (para azoteas, pisos, techos y bastidores), los recubrimientos, las pinturas y las cortinas deben ser incombustibles, siempre que sea posible. Además, debe mantenerse pequeña la carga de combustible proveniente de los muebles.

Detección y alarma ■ Los edificios deben equiparse en cada piso con dispositivos que puedan detectar fuego o humo y hacer sonar una alarma. Estos dispositivos también pueden iniciar automáticamente procedimientos de extinción. Hay cinco tipos de detectores generales. Cada uno emplea un medio físico diferente de operación.

Los detectores de *temperatura fija* indican la presencia de fuego cuando el dispositivo alcanza una temperatura predeterminada.

Los *detectores de temperatura variable* funcionan cuando hay un incremento rápido de la temperatura.

Los *detectores fotoeléctricos* son sensibles al humo.

Los *detectores de productos de combustión* reconocen estos productos y están diseñados para dar alarma con mucha anticipación.

Los *detectores de llama* responden a la luz, infrarroja u ultravioleta, producida por las reacciones de combustión.

La detección debe operar inmediatamente una alarma para alertar a los ocupantes del edificio, al personal de supervisión de seguridad y los bomberos de que pueden estar en peligro.

Los edificios grandes, en especial los que albergan muchos ocupantes, deben tener un centro de control de emergencia, o estación de comando contra incendios, en la planta baja, a la cual se comunican las señales de detección. Este centro debe tener comunicación de dos vías con cada piso y poder dirigir a los rescatadores y bomberos, así como transmitir instrucciones a los ocupantes para guiarlos a un lugar seguro. El centro también deberá ser capaz de controlar todos los sistemas electromecánicos, como elevadores, aire acondicionado y ventiladores. Para ayudar a los bomberos, los controles deben ventilar, aislar o sellar cualquier zona del edificio.

Confinamiento ■ Los edificios deben diseñarse para extinguir fuego o humareda, en caso de que ocurran, y evitar que se propaguen más allá del lugar en que se iniciaron. La propagación del fuego o del humo puede evitarse mediante barreras contra incendio, respiraderos de calor y gases, así como con reguladores de tiro.

Barreras. Las grandes áreas de pisos deben dividirse en áreas más pequeñas mediante muros contra incendio. Las puertas contra incendio que protegen las aberturas en los muros deben mantenerse cerradas. Los plenos, como los espacios entre piso y plafones o entre techos y plafones, deben aislarse a intervalos frecuentes mediante cortafuegos. Los antepechos o muros de relleno deben tener una clasificación alta contra incendios y tener una altura suficiente en cada entrepiso para evitar que las llamas salgan por las ventanas de un piso e incen-

dien los materiales del piso superior. (El *National Building Code* recomienda una altura mínima de 3 ft.)

Los *sistemas de ventilación* deben instalarse para enfriar el aire y evitar que el calor y el humo lleguen a las vías de escape y a los lugares de refugio. Los lugares adyacentes a un incendio deben mantenerse sellados para evitar que penetre humo. Para disipar el humo, las ventanas debe poder abrirse o tener tableros para ventilación de humos. Además, o como una alternativa, debe proveerse un tiro para humos ventilado automáticamente. Asimismo, la parte superior de las torres contra incendio que encierren elevadores o escaleras debe permitir la ventilación de gases calientes y humos. La ventilación de emergencia para pozos de escaleras y cubos de elevadores debe mejorarse con abanicos o ventiladores. Se debe inyectar aire fresco de relleno para mantener habitables las zonas de seguridad.

Los *reguladores de tiro automático* se instalan en conductos, junto con detectores de fuego o humo, para muestrear el aire que pase por ellos. Estos reguladores deben tener un control para sellar las zonas de control, prevenir que se extienda el humo a las vías de escape y a las áreas de refugio, y guiar el aire para ventilación de área a los lugares en donde éste se requiera.

Extinción ■ Los medios para controlar incendios comprenden desde extintores manuales hasta chorros de agua a alta presión que se manejen con mangueras a partir de sistemas rociadores (sección 15.33). (Para ciertos tipos de incendio, tal vez se necesite dióxido de carbono o productos químicos en vez de agua.) Además, los bomberos tienen diferentes tipos de equipo para combatir incendios. Independientemente del medio utilizado, la seguridad de la vida y las pérdidas materiales dependen principalmente de métodos rápidos de detección de fuego y humo, y de la rápida aplicación de la forma apropiada de extinción.

Para apoyar a los bomberos se necesita suministrar agua en cantidades suficientes y a presiones adecuadas para combatir incendios. Si es necesario, se debe contar con instalaciones para bombeo y almacenamiento de agua. Puede utilizarse un tanque elevado de agua con este fin (norma número 22 de la National Fire Protection Association, NFFA). El suministro puede aumentarse mediante una bomba contra incendio (norma número 20 de la NFPA). La presión debe ser, por lo menos, de 15 psi en el nivel más alto de los rociadores, con un gasto en la base de las tuberías, por lo menos de 250 gal/min para lugares de riesgo ligero y de 500 gal/min para los de riesgo ordinario. (Los códigos locales de construcción, por lo general, especifican las presiones mínimas.)

El medio usual para rociar agua manualmente a los incendios en el interior de edificios es mediante el uso de mangueras que reciben el agua de un depósito regulador elevado. Éstos se requieren en edificios mayores de 50 ft de altura y deben localizarse de manera que ninguna parte del piso esté a más de 130 ft de la válvula de salida del depósito. Los elevadores de agua hasta de 75 ft de altura pueden ser de 4 in de diámetro y de 6 in para alturas mayores. En general, las válvulas de mangueras son de 2½ in de diámetro.

Seguridad ■ Para emergencias, los edificios deben contar con un escape seguro y fácil al exterior, de preferencia, pero no necesariamente, en la planta baja. En algunos casos, es aconsejable instruir a los ocupantes para que permanezcan en donde se encuentren, o dotar zonas de refugio dentro del edificio, a las que puedan acudir cuando se les avise. Las puertas, pasillos y escaleras, deben adecuarse en número, dimensiones y localización para acomodar al número de ocupantes que sea necesario evacuar en una emergencia. (En EU, los requisitos se especifican en los códigos locales de construcción y en el "Life Safety Code", NFPA 101, National Fire Protection Association.) Además, los bomberos deben tener un acceso seguro a los incendios.

En los edificios que tengan elevadores, las cabinas deben equiparse con controles de emergencias que pueden usar los bomberos y deben moverse automáticamente a la planta baja para su disponibilidad. Los cables de control deben protegerse contra un accidente causado por altas temperaturas.

Los elevadores y las escaleras deben encerrarse en torres contra incendio que tengan paredes con clasificación de cuatro horas (*muros a prueba de incendio*) y con puertas resistentes al fuego que se mantengan cerradas. Las entradas y salidas de los edificios deben protegerse en forma especial. (Véase también la sección 15.18.)

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook* 5th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, NewYork; F. S Merritt, *Building Engineering and Systems Design*, 2nd ed., Van Nostrand Reinhold Company, New York. *The SFPE Handbook of Fire*

Protection Engineering, Automatic Sprinkler Systems Handbook, Fire Protection Handbook, 17th Ed., *Life Safety Code Handbook y National Fire Codes,* National Fire Protection Association, Quincy, Mass.)

15.4 Cargas de diseño para edificios

Las cargas que se usan en el diseño de un edificio deben ser las máximas probables a que puede someterse la estructura. Sin embargo, no podrán ser menores que las cargas especificadas por el código local de construcción. En ausencia de un código local, pueden utilizarse las cargas que se indican en esta sección, o las de un código modelo, o las que señala el *Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures,* ASCE 7-93 American Society of Civil Engineers, New York, N. Y. Véase también la sección 15.5.

Todos los componentes estructurales de un edificio deben diseñarse para la carga muerta total, como mínimo. Cuando no se conoce la carga muerta, por ejemplo, cuando se ignora la localización de los muros divisorios, al hacer el diseño hay que tomar un margen de seguridad. Algunos códigos de construcción exigen que se añada una carga uniformemente distribuida de 20 psf a las cargas muertas conocidas, para tener en cuenta los muros divisorios que aún no están definitivamente localizados. En las tablas 15.1 y 15.2c se enumeran las cargas muertas mínimas de diseño para algunos materiales. Al calcular la carga muerta, debe incluirse el peso propio del elemento que se está diseñando, así como el peso del resto de la estructura que debe soportar.

Las **cargas vivas** para los edificios, en general, se suponen uniformemente distribuidas, con la excepción de que la carga viva transmitida de una viga a una trabe sea una carga concentrada sobre ésta. Algunos códigos también exigen una carga concentrada adicional, aplicada en cualquier punto de una nave, para garajes, cuartos de máquinas y oficinas, pero cargas como las de una grúa móvil sobre trabes y sus columnas deben considerarse como cargas concentradas en movimiento. En la tabla 15.2 se enumeran las cargas vivas mínimas de diseño para diferentes ocupaciones o usos.

Las cargas vivas se colocan en una estructura de manera que produzcan la máxima deformación y esfuerzo en los componentes que se diseñen. Por ejemplo, en el diseño de una viga continua para el momento máximo positivo a la mitad del claro, sólo los claros alternados, incluso el que se diseña, pueden soportar la carga viva completa. El peso de la maquinaria debe aumentarse un 25% y las cargas de elevadores el 100% para tomar en cuenta el impacto.

Cuando un área muy grande impone carga viva sobre un elemento, la mayor parte de los códigos permiten reducir la requerida para un elemento que soporte un área pequeña con carga. Para pisos, por ejemplo, algunos códigos permiten una reducción de 0.08% por ft^2 para elementos que soporten 150 ft^2 o más, pero la reducción no puede excederse del 60% o 23.1 $(1 + D/L)$%, donde D es la carga muerta por ft^2 de área sostenida y L es la carga viva por ft^2. Esta reducción no se aplica a losas armadas en una dirección, lugares de reunión pública y garajes para camiones o autobuses. Cuando la carga viva excede las 100 lb/ft^2 y en el caso de garajes de automóviles, la carga viva en columnas que soporten más de un piso, podrán reducirse un 20%.

Las **cargas de nieve** en azoteas debe considerarse como cargas vivas y colocarse de modo que produzcan el máximo esfuerzo y deformación. Los techos ordinarios se diseñan para una carga viva de por lo menos 20 lb/ft^2 en proyección horizontal para tomar en cuenta las cargas mínimas por granizo y nevadas, así como las cargas debidas a reconstrucción y reparación. Cuando las cargas debidas a la nieve puedan exceder las 20 lb/ft^2, el techo se debe diseñar para el máximo anticipado, o el que requiera el código local de construcción, o las cargas dadas en ASCE A7-93. Los techos que se usan para pasear eventualmente deben diseñarse con una carga viva mínima de 60 lb/ft^2. Cuando se utilicen para *roof garden* (solarios) o salones de reuniones se diseñan para 100 lb/ft^2.

Las **cargas de viento** varían con la ubicación y la altura de los edificios. Los edificios deben diseñarse considerando vientos provenientes de cualquier dirección. Las cargas de viento y las cargas vivas pueden actuar en forma simultánea, pero las cargas de viento no necesitan combinarse con las cargas sísmicas.

Se supone que las presiones horizontales producidas por el viento con fines de diseño actúan paralelas a las caras de edificios y pueden dirigirse hacia el interior o exterior de éstos. Estas fuerzas reciben el nombre de presiones de velocidad porque están, básicamente, en función de la velocidad del viento que incide sobre los edificios. Suele ocurrir

TABLA 15.1 Cargas muertas mínimas para diseño

	lb/ft²
Muros	
Ladrillos de arcilla	
Absorción alta, para muros de 4 in	34
Absorción media, para muros de 4 in	39
Absorción baja, para muros de 4 in	46
Ladrillo de arena y cal, para muros de 4 in	38
Ladrillo de concreto	
de 4 in, con agregado pesado	46
de 4 in, con agregado ligero	33
Bloque de concreto, hueco	
de 8 in con agregado pesado	55
de 8 in con agregado ligero	35
de 12 in con agregado pesado	85
de 12 in con agregado ligero	55
Loseta de arcilla, de carga	
de 4 in	24
de 8 in	42
de 12 in	58
Loseta de arcilla, que no recibe carga	
de 2 in	11
de 4 in	18
de 8 in	34
Loseta de revestimiento	
de 1½ in	8
de 2 in	10
Bloque de vidrio, de 4 in	18
Bloque de yeso, hueco	
de 2 in	9.5
de 4 in	12.5
de 6 in	18.5
Muros divisorios	
Repellado sobre mampostería	
Yeso con arena, por in de espesor	8.5
Yeso con agregado ligero, por in	4
Cemento con arena, por in de espesor	10
Cemento con agregado ligero, por in	5
Repellado sólido de 2 in	20
Entramado metálico	
Repellado a dos caras	18
Tablero de yeso en cada lado	6
Pie derecho de madera, de 2 × 4 in	
Sin repellado	3
Repellado una cara	11
Repellado dos caras	19
Tablero de yeso en cada lado	7
Losas de concreto	
Con agregado de piedra, reforzadas, por in de espesor	12.5
Con escoria, reforzada, por in de espesor	11.5
Con agregado ligero, reforzadas, por in de espesor	6-10

	lb/ft²
Aislantes	
Corcho, por in de espesor	1.0
Espuma de vidrio, por in de espesor	0.8
Bloque de fibra de vidrio, por in de espesor	0.06
Poliestireno, por in de espesor	0.21
Uretano, por in de espesor	0.17
Vermiculita, relleno suelto, por in de espesor	0.05

Viguetas de madera, piso doble de madera, medidas de viguetas	lb/ft² separación a 12 in	lb/ft² separación a 16 in
2 × 6	6	5
2 × 8	6	6
2 × 10	7	6
2 × 12	8	7
3 × 6	7	6
3 × 8	8	7
3 × 10	9	8
3 × 12	11	9
3 × 14	12	10

Acabados para pisos	lb/ft²
Bloque de asfalto, de 2 in	24
Cemento, de 1 in	12
Mosaico cerámico o de cantera, de 1 in	12
Duelas de madera dura de ⅞ in	4
Contrapisos de madera terciada de ½ in	1.5
Loseta asfáltica y linóleo	2
Pizarra, de 1 in	15
Contrapisos de madera suaves por in de espesor	3
Terrazo, de 1 in	13
Bloque de madera, de 3 in	4
Relleno para pisos	
Escoria sin cemento, por in de espesor	5
Escoria con cemento, por in de espesor	9
Arena, por in de espesor	8
Impermeabilización	
Membrana de 5 capas	5
Vidrio	
Sencillo	1.2
Doble	1.6
Cristal de ⅛ in	1.6
Techos	
Repellado (sobre teja o concreto)	5
Listones metálicos suspendidos y repellados de yeso	10
Listones metálicos suspendidos y repellados de cemento	15

TABLA 15.1 Cargas muertas mínimas para diseño (*Continuación*)

	lb/ft²		lb/ft²
Revestimiento de paredes y techados		**Mampostería**	
Teja de arcilla	9-14	Colado con piedras	144
Tejas de asfalto	2	Concreto, agregado de piedra, reforzado	150
Composición:		Sillares:	
Techado prearmado de 3 capas	1	Granito	165
4 capas de fieltro y gravilla	5.5	Piedra caliza, cristalina	165
5 capas de fieltro y gravilla	6	Piedra caliza, oolita	135
Cobre o estaño	1	Mármol	173
Acero acanalado	2	Arenisca	144
Entarimado (yeso), ¼ in	2		
Entarimado (madera), por in de espesor	3		
Pizarra, ¼ in	10		
Tejamanil de madera	2		

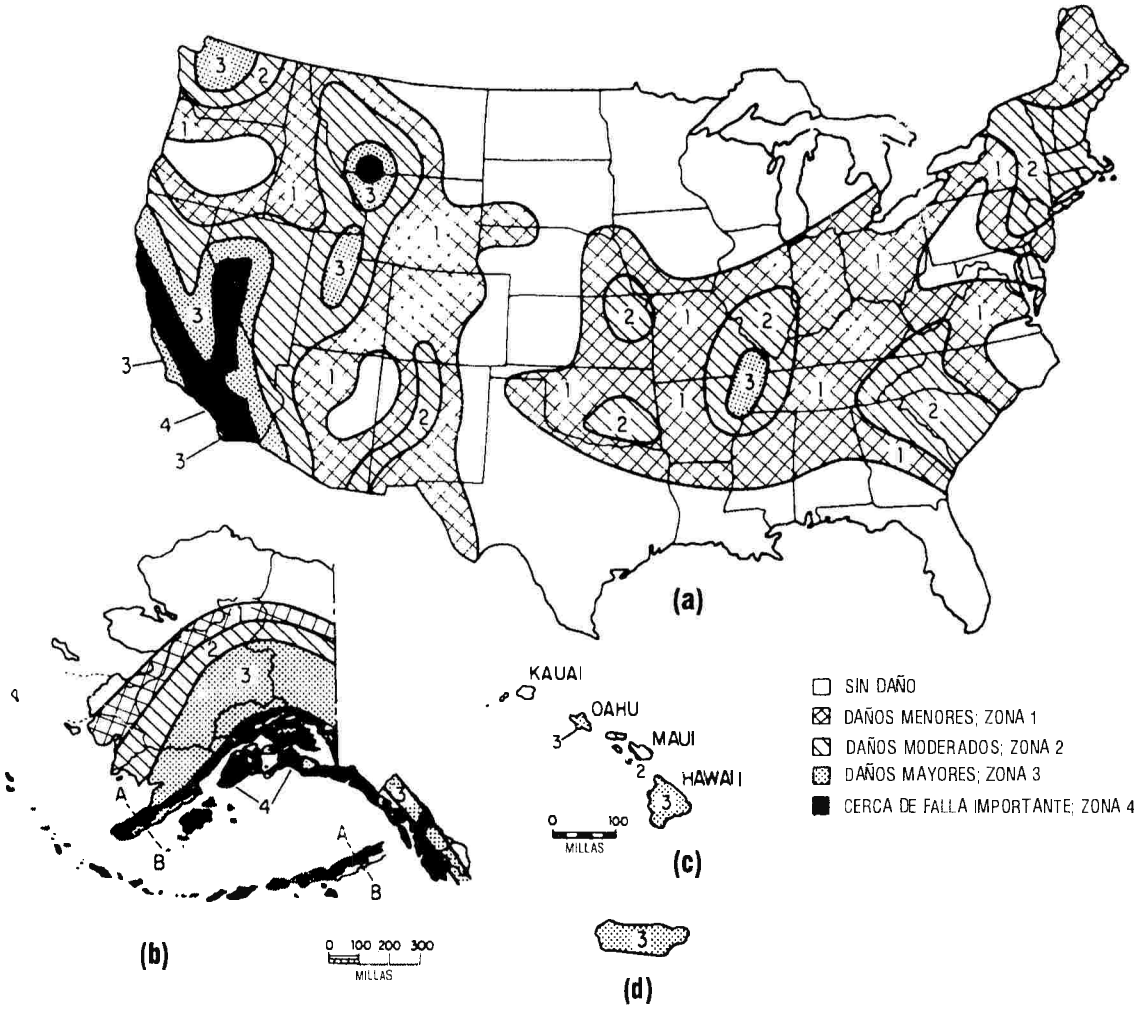


Figura 15.1 Zonas de intensidad sísmica probable en (*a*) Estados Unidos continental, (*b*) Alaska, y (*c*) Hawaii; (*d*) Puerto Rico.

TABLA 15.2 Cargas vivas mínimas de diseño

a. **Cargas vivas uniformemente distribuidas, lb/ft², impacto incluido***

Ocupación o uso	Carga
Espacios de reunión:	
Auditorios† con asientos fijos	60
Auditorios† con asientos movibles	100
Pistas y salones de baile	100
Boliches, billares y lugares de recreo semejantes	75
Salones de conferencia y de juego	50
Comedores, restaurantes	100
Salones de práctica	150
Tribunas y lugares para acomodar tribunas	100 100
Gimnasios	100
Vestíbulos, primer piso	100
Jardines en *pent-house*, terrazas	100
Pistas de patinar	100
Panaderías	150
Balcones (exteriores)	100
Hasta 100 ft² en casas de una y dos familias	60
Boliches, (sólo pasillos)	40
Estudios de radiodifusoras	100
Pasarelas de servicio	30
Corredores:	
Lugares de reunión pública, vestíbulos de primer piso	100
Otros pisos iguales en uso, excepto como se indica en otra parte de esta tabla	
Escapes contra incendio:	
Vivienda multifamiliar	40
Otros	100
Garajes:	
Autos de pasajeros	50
Camiones y autobuses	‡
Hospitales:	
Quirófanos, laboratorios, zonas de servicio	60
Cuartos de pacientes, salas, zonas para personal	40
Cocinas que no sean domésticas	150
Laboratorios científicos	100
Bibliotecas:	
Corredores arriba del primer piso	80
Salas de lectura	60
Bodegas, libros y estantería a 65 lb/ft³ por lo menos	150
Lugares de manufactura y reparación:	
Pesada	250
Ligera	125
Marquesinas	75
Forenses	125
Otros edificios:	
Corredores arriba del primer piso	80
Archivos	125
Oficinas	50
Instituciones penales:	
Manzanas de celdas	40
Corredores	
Residencial:	100
Dormitorios:	
Sin muros divisorios	60
Con muros divisorios	40
Viviendas multifamiliares:	
Departamentos	40
Corredores	80
Hoteles:	
Cuartos de huéspedes, corredores privados	40
Corredores públicos	80
Viviendas, para 1 o 2 familias:	
Primer piso	40
Desvanes para bodega	80
Desvanes no habitables	20
Pisos superiores, desvanes habitables	30
Escuelas:	
Salones de clase	40
Corredores	80
Talleres y equipo ligero	60
Escaleras y salidas	100
Pasamanos, empuje vertical y horizontal, lb/ft lineal	50
Almacenes:	
Pesados	250
Ligeros	125
Tiendas:	
Detallistas:	
Sótano y primer piso	100
Pisos altos	75
Mayoreo:	100
Cuartos de equipo telefónico	80
Teatros:	
Pasillos, corredores, vestíbulos	100
Vestidores	40
Salas de proyección	100
Escenarios	150
Baños	40

TABLA 15.2 Cargas vivas mínimas de diseño (*continúa*)

b. **Cargas vivas concentradas**§

Lugar	Carga, lb
Reja de cuarto de máquina de elevador (en área de 4 in^2)	300
Acabados, construcción ligera de placas de piso (en área de 1 in^2)	200
Garajes:	
Autos de pasajeros:	
Acomodado manual (en área de 20 in^2)	2000
Acomodado mecánico (sin losa), por rueda	1500
Camiones, autobuses (en área de 20 in^2), por rueda	16 000
Pisos de oficinas (en área de 2.5 ft^2)	2000
Punto de tablero de cercha sobre garaje, manufactura, en pisos de almacenamiento	2000
Portillos de luz, rebordes de tragaluz y plafones accesibles (en área de 2.5 ft^2)	200
Banquetas (en área de 2.5 ft^2)	8000
Escalones de escalera (en área de 4 in^2 al centro del escalón)	300

c. **Cargas mínimas de diseño para materiales**

Material	Carga lb/ft^3	Material	Carga lb/ft^3
Aluminio, fundido	165	Yeso, flojo	70
Productos bituminosos:		Hielo	57.2
Asfalto	81	Hierro, fundido	450
Petróleo, gasolina	42	Plomo	710
Resina	69	Cal hidratada, floja	32
Alquitrán	75	Cal hidratada, apisonada	45
Latón, fundido	534	Aleaciones de magnesio	112
Bronce, 8 a 14% de estaño	509	Mortero, endurecido:	
Cemento portland, flojo	90	Cemento	130
Cemento portland, fraguado	183	Cal	110
Carbón, vegetal o de leña	12	Pedriscal (no sumergido):	
Carbón, antracita, apilado	52	Piedra caliza	83
Carbón, bituminoso o lignita, apilado	47	Piedra arenisca	90
Carbón, turba, seco, apilado	23	Arena, limpia y seca	90
Cobre	556	Arena, de río; seca	106
Corcho, comprimido	14.4	Plata	656
Tierra (no sumergida):		Acero	490
Arcilla, seca	63	Piedra extraída, apilada:	
Arcilla, húmeda	110	Basalto, granito, neis	96
Arcilla y grava, secas	100	Piedra caliza, mármol, cuarzo	95
Arena y grava, secas flojas	100	Piedra arenisca	82
Arena y grava, secas, apisonadas	110	Esquisto, pizarra	92
Arena y grava, húmedas	120	Estaño, fundido	459
Tierra, húmeda, floja	78	Agua, dulce	62.4
Tierra, húmeda, apisonada	96	Agua, salada	64
Oro, macizo	1205	Zinc	450
Grava, seca	104		

*Véase en código local de construcción reducciones permitidas para elementos sujetos a cargas vivas desde lugares cargados grandes.
†Incluyendo iglesias, escuelas, teatros, juzgados y salas de lectura.
‡Utilizar cargas de carril de la American Association of State Highway and Transportation Officials.
§Utilizar en lugar de carga viva uniformemente distribuida, excepto para vigas de techo, si cargas concentradas producen esfuerzos o flexiones mayores. Sumar factor de impacto para maquinaria y cargas móviles: 100% para elevadores, 20% para máquinas ligeras, 50% para máquinas de pistones, 33% para colgantes de piso o balcones. Para vías de grúa, sumar una fuerza vertical igual al 25% de la carga máxima en ruedas; una fuerza lateral igual al 10% del peso del trole y carga levantada, en el hongo de cada riel y una fuerza longitudinal igual al 10% de cargas máximas en ruedas, aplicadas en el hongo del riel.

que los reglamentos de construcción permitan que las presiones del viento sean calculadas o determinadas mediante pruebas en modelos de edificios y terrenos.

La velocidad básica del viento que se emplea en diseños es la milla más rápida registrada a una altura de 10 m (32.8 ft) sobre un terreno abierto y a nivel, con un intervalo medio de 50 años de repetición. En ausencia de especificaciones o de datos confiables, la velocidad básica del viento se puede calcular para diseño preliminar a partir de lo siguiente:

Zonas costeras del noroeste y suroeste en EU	
Estados unidos y zonas montañosas	110mi/h
Región norte y centro de Estados Unidos	90 mi/h
Otras partes de Estados Unidos (continental)	80 mi/h

Para fines de diseño, las presiones del viento deben determinarse de acuerdo con el grado al que el terreno que circunda al edificio propuesto lo expone al viento. Las exposiciones se clasifican como sigue:

La **exposición A** se aplica a zonas centro de grandes ciudades, donde por lo menos a ½ milla del edificio, en la dirección de donde proviene el viento, la mayor parte de las estructuras miden más de 70 ft de altura y haya construcciones de menor altura por lo menos una milla más en la misma dirección.

La **exposición B** se aplica a terrenos boscosos o suburbanos, o a zonas urbanas con edificios muy cercanos entre sí y de no más de 70 ft de altura, donde estas condiciones prevalezcan en la dirección de donde proviene el viento en una distancia desde el edificio de por lo menos 1500 ft o 10 veces la altura del edificio.

La **exposición C** es para terreno plano y abierto, o expuesto con obstáculos de menos de 30 ft de altura.

La **exposición D** es para terrenos planos y sin obstrucciones, expuestos a vientos que soplan sobre una zona grande de agua con playa a una distancia del edificio de no más de 1500 ft o 10 veces la altura del edificio.

Para edificios común y corrientes no sujetos a huracanes, la presión de velocidad q_z por ft cuadrado (psf), a una altura z ft arriba del nivel se puede calcular por

$$q_z = KV^2 \geq 10 \text{ psf} \qquad (15.1)$$

donde V = velocidad básica del viento, en millas por hora, pero no menor de 70 millas por hora

K = coeficiente de presión, de la tabla 15.3

Para edificios importantes, como son hospitales y edificios de comunicaciones, para estructuras altas y esbeltas, y para edificios de uso intenso, por ejemplo auditorios, la q_z calculada de la ecuación (15.1) debe aumentarse en 15%. Para tomar en cuenta huracanes, la q_z debe aumentarse en 5% para edificios comunes y 20% para los importantes, sensibles al viento, o edificios de alto riesgo a lo largo de costas donde hay huracanes, por ejemplo las del océano Atlántico y el golfo de México. Con todo, debe suponerse que estos aumentos se reducen a cero de manera uniforme con la distancia desde la playa para edificios común y corrientes y 15% para estructuras más importantes o sensibles en puntos situados a 100 millas tierra adentro.

Para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento para edificios comunes, rectangulares y de varios pisos, las presiones del viento a cualquier altura z se pueden calcular por

$$p_{zw} = G_o C_{pw} q_z \qquad (15.2)$$

donde p_{zw}= presión de diseño del viento, por ft cuadrado, en un muro del lado del viento

G_o = factor de respuesta de ráfagas de viento

C_{pw} = coeficiente de presión externa

Para muros del lado del viento, C_{pw} se puede tomar como 0.8; para muros laterales, como −0.7 (succión). Para techos y muros situados en la dirección del viento, debe sustituirse en la ecuación (15.2) un coeficiente de presión externa C_p por C_{pw}. Los muros situados en la dirección del viento están sujetos a succión y C_p depende de la relación entre la profundidad d y el ancho b del edificio. Para d/b de 1 o menos, $C_p = -0.5$; para $d/b = 2$, $C_p = -0.3$; y para d/b de 4 o más, $C_p = -0.2$. Para techos, q_z debe calcularse para z igual a la altura media de techos. Para techos planos, C_p se puede tomar como −0.7. Para techos en declive, C_p depende de la dirección del viento y de la pendiente del techo (véase *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE 7-93, Ame-

TABLA 15.3 Coeficientes para calcular presión de viento

	$K \times 10^6$			
	Exposición A	Exposición B	Exposición C	Exposición D
Altura z hasta 15 ft	307	940	2046	3052
Altura z más de 15 ft	$50.45q_z^{2/3}$	$282q_z^{4/9}$	$943q_z^{2/7}$	$1776q_z^{1/5}$

rican Society of Civil Engineers, New York). El factor de respuesta a ráfagas se puede tomar, aproximadamente, como

$$G_o = 0.65 + \frac{8.58D}{(h/30)^n} \geq 1 \qquad (15.3)$$

donde D = 0.16 para exposición A, 0.10 para exposición B, 0.07 para exposición C, y 0.05 para exposición D

n = ⅓ para exposición A, ⅔ para exposición B, ⅐ para exposición C, y 0.1 para exposición D

h = altura media de techos, ft

Para el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento de edificios rectangulares de un piso, las presiones del viento varían con áreas relativas de aberturas de muros situados en la dirección de donde proviene el viento y hacia donde éste se dirige. Para muros situados en la dirección de donde proviene el viento, las presiones calculadas de la ecuación (15.2) deben aumentarse en $C_{p1}q_z$, donde C_{p1} = 0.75 si el porcentaje de las aberturas de una pared rebasa al de otros muros en 10% o más, y C_{p1} = 0.25 para todos los otros casos. Para techos y muros situados en la dirección del viento, $C_{p2}q_z$ debe restarse de las presiones calculadas de la ecuación (15.2), donde C_{p2} = 0.75 o −0.25 si el porcentaje de aberturas de una pared es mayor que el de otras paredes en 10% o más, y $C_{p2} = \pm 0.25$ para todos los otros casos.

Para edificios flexibles (con una frecuencia fundamental natural menor de 1 Hz o con una relación entre la altura y la dimensión mínima horizontal mayor de 5), véase ASCE 7-93.

Las **fuerzas sísmicas** pueden tomarse como cargas concentradas horizontales que actúan sobre cada piso y techo arriba de la cimentación. Estas fuerzas pueden actuar en forma simultánea en cualquier dirección. La suma de las fuerzas, que equivale a la fuerza cortante total en la base, en miles de libras, debe ser por lo menos de

$$V = \frac{ZICW}{R_w} \qquad (15.4)$$

Donde Z toma en cuenta la variación de las fuerzas de diseño con los cambios probables de la intensidad sísmica de las zonas. Z = 0.05 para zonas 0, Z = 0.075 para zonas 1, Z = 0.15 para zonas 2, Z = 0.20 para zonas 3 y Z = 0.30 para la zona 4 y de 0.40 para la zona 5 (Fig. 15.1).

W es, en general, la carga muerta total en miles de libras. Para propósitos de almacenes y bodegas, W debe tomarse como la carga muerta más 25% de la carga viva. Hay otros casos en los que el proyectista consideraría prudente y realista incluir una porción de la carga viva en W.

I es un factor que depende del uso que tiene el edificio. En el caso de edificios donde pueden reunirse en una sala 300 personas o más, $I = 1.25$. Si se trata de edificios importantes como hospitales, estaciones de bomberos y policía y centrales de emergencia, I = 1.5. Para otros usos, I se puede tomar igual a la unidad.

El valor del coeficiente numérico C depende del tipo de suelo situado bajo el edificio y del periodo natural de vibración de la estructura en la dirección de las fuerzas laterales.

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}} \qquad (15.5)$$

pero no debe ser menor de $0.075R_w$ y no es necesario que rebase 2.75.

T, el periodo natural de vibración, s, se puede calcular de

$$T = C_t H^{3/4} \tag{15.6}$$

donde H = altura, ft, de la base de la estructura al nivel más alto

C_t = 0.035 para armazones de acero que resisten el momento

= 0.030 para estructuras con arriostramiento excéntrico y armazones de concreto reforzado que resisten el momento

= 0.020 para otros tipos de armazones, pero puede calcularse para estructuras con muros de corte de mampostería o concreto, con $0.1/\sqrt{A_c}$ donde A_c es el área de corte efectiva total, ft^2, o muros de corte del primer piso y paralela a las fuerzas laterales y dada por

$$A_c = \Sigma A_e[0.2 + (D_e/H)^2] \tag{15.7}$$

A_e = área de corte mínima de sección transversal, ft^2, en cualquier plano horizontal del primer piso de un muro de corte

D_e = longitud, ft, de un muro de corte del primer piso y paralela a las fuerzas laterales pero no más de $0.9H$

Se pueden utilizar valores de T más apropiados para calcular C si se pueden comprobar por información técnica. Por ejemplo, como $T = 2\pi/\omega$, se puede determinar a partir de ω como aparecen en la ecuación (6.218). Estos valores de T no deben exceder de 1.40 veces T determinada de la ecuación (15.6).

S es un coeficiente igual o mayor que la unidad, que agrupa las fuerzas resultantes de la interacción entre el suelo y una estructura. Algunos códigos de construcción permiten elegir S de la manera siguiente:

S = 1 para roca o material similar caracterizado por velocidades de onda de corte mayores de 2500 ft/s, o para suelo rígido como depósitos estables de arena, grava o arcilla rígida sobre roca a una profundidad menor de 200 ft.

= 1.2 para depósitos estables de arena, grava o arcilla rígida sobre roca a una profundidad mayor de 200 ft.

= 1.5 para arenas o arcillas suaves o semirrígidas con profundidad de 30 ft o más (los estratos de arcilla pueden contener capas de arena o grava).

= 2 para un perfil de suelo con más de 40 ft de profundidad de arcilla suave

Para lugares en donde las características del suelo no se conocen en detalle o no ajustan ninguna de las descripciones precedentes, S se puede tomar como 1.5.

Los **armazones que resisten el momento,** como se definen en la *Uniform Building Code*, son armazones de espacio que sostienen cargas de gravedad y resisten cargas laterales principalmente por flexión de componentes del armazón.

R_w toma en cuenta el potencial para absorción inelástica de energía en armazones resistentes al momento. También reconoce la redundancia de armazones, o segunda línea de defensa, presente en armazones más completos, fueran o no diseñados para resistir cargas laterales. Los edificios que no posean por lo menos un armazón de espacio completo resistente al momento son sancionados al asignárseles una R_w baja. En la tabla 15.4 se presenta una lista de valores sugeridos para R_w. Véanse, en el código local de construcción o en el *Uniform Building Code*, los valores de R_w para otros tipos de construcción.

El *Uniform Building Code* permite el uso de diferentes tipos de sistemas que resisten fuerzas laterales en direcciones ortogonales en estructuras de menos de 160 ft de altura. Para estructuras más altas, hay limitaciones en tipos de armazones que se pueden utilizar en direcciones perpendiculares en las zonas sísmicas 4 y 5 (Fig. 15.1), pero generalmente se permite combinaciones con R_w de 8 o más. Del mismo modo, en esas zonas, si una estructura tiene un sistema de muro de carga en sólo una dirección, R_w para el sistema en la dirección perpendicular no debe ser mayor a R_w para el sistema de muro de carga. El código también establece restricciones en combinaciones verticales de sistemas que resisten fuerzas laterales. Por ejemplo, R_w para cualquier piso no puede exceder de R_w en la misma dirección para el piso de arriba. (No es necesario satisfacer este requisito si el peso muerto para los pisos superiores es menor al 10% del peso muerto total de la estructura.)

Los elementos de una estructura y componentes no estructurales soportados por la estructura, inclu-

TABLA 15.4 R_w para diseño asísmico de edificios

Tipo	Sistema de armazón	R_w
1	Armazones de espacio resistentes al momento que llevan cargas de gravedad, resisten cargas laterales por doblamiento de elementos, y detallados para asegurar comportamiento dúctil	12
2	Combinaciones de tipo 1 y muros de corte de concreto	12
3	Combinaciones de tipo 1 y armazones de acero de riostras excéntricas	12
4	Combinaciones de tipo 1 y armazones de acero de riostras concéntricas	10
5	Armazones de acero de riostras excéntricas	10
6	Combinaciones de tipo 1 y armazones de concreto de riostras concéntricas	9
7	Combinaciones de tipo 1 y muros de corte de mampostería	8
8	Muros de corte sin carga	8
9	Armazones de acero o maderos gruesos de riostras concéntricas	8
10	Muros de corte con carga	6
11	Armazones de acero arriostrados con arriostramiento con cargas de gravedad	6
12	Armazón ligero, muros con carga y tableros de corte	6
13	Armazones con riostras de maderos gruesos, con riostras portantes de cargas de gravedad o armazones ligeros de acero con muros y arriostramiento sólo en tensión	4

yendo conexiones, anclajes y arriostramientos, deben estar diseñados para resistir una fuerza sísmica horizontal total F_p calculada a partir de

$$F_p = ZIC_pW_p \tag{15.8}$$

Z e I son los valores que también se utilizan para la ecuación (15.4), excepto que $I = 1.5$ para anclaje del equipo que se use para sistemas de seguridad de la vida. [La ecuación (15.8), empero, no tiene relación en la determinación de fuerzas laterales que se han de aplicar al edificio como un todo.] W_p es el peso del componente que se encuentra en proceso de diseño.

Con el propósito de establecer valores para C_p, el *Uniform Building Code* distingue entre elementos rígidos y no rígidos, o soportados con flexibilidad. Los elementos rígidos se definen como aquellos que tienen un periodo de vibración de base fija que no pasa de 0.06 s. Aquellos para los que el elemento, o el elemento más su estructura de soporte, tienen periodos más largos, se consideran como no rígidos.

Para la mayor parte de componentes rígidos, incluyendo muros exteriores arriba del nivel del piso, muros interiores y muros divisorios, estantería de almacenamiento más su contenido, tanques más su contenido, sistemas de soporte y anclajes, e instalaciones mecánicas, eléctricas y de plomería, C_p debe ser tomada como 0.75. Para elementos como son parapetos volados, ornamentos y accesorios, señalamientos y carteleras, chimeneas, torres con tirantes, y tanques o patas y si están en voladizo sobre el techo en una distancia de más de la mitad de su altura total, C_p debe tomarse como 2.0.

A menos que un análisis dinámico lo justifique, C_p para un componente no rígido o soportado con flexibilidad debe tomarse como el doble de los valores anteriores, pero no debe exceder de 2.0. Para componentes soportados en el nivel del suelo, o debajo de éste, C_p puede suponerse a dos tercios del correspondiente a un elemento rígido. Sin embargo, la carga sísmica de diseño para un componente en ningún caso debe ser menor que la carga necesaria, cuando el componente se considere una estructura independiente y calculada de la ecuación (15.4).

El *Uniform Building Code* también requiere que los diafragmas de piso y techo, así como los sistemas de arriostramiento horizontal para cargas sísmicas, se diseñen para resistir fuerzas horizontales calculadas a partir de

$$F_{px} = \frac{w_{px}\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} w_i} \leq 0.75ZIw_{px} \tag{15.9}$$

pero no menores de $0.35ZIw_{px}$

donde F_{px}= fuerza sísmica en diafragma o sistema horizontal de arriostramiento en el piso o el nivel x de techo

F_i = fuerza lateral aplicada al nivel i, como se calculó de la ecuación (15.10)

n = número de niveles en la estructura

w_i = porción de carga muerta (más 25% de carga viva de piso en bodegas y almacenes) asignada al nivel i

w_{px} = peso de diafragma o arriostramiento en el nivel x, más carga viva como para w_i, y peso de elementos tributarios

Z e I son los valores también utilizados para la ecuación (15.4).

Si se han de transferir fuerzas laterales desde componentes estructurales verticales, como son columnas y muros, arriba de un diafragma o sistema de arriostramiento a elementos estructurales verticales más bajos que resisten fuerzas laterales, las fuerzas transferidas deben sumarse a las determinadas mediante la ecuación (15.9). Estas transferencias pueden ser necesitadas por rebajos en lugar de elementos verticales en pisos sucesivos o por cambios en la rigidez de esos elementos.

Distribución de cargas sísmicas ■ Se supone que las fuerzas sísmicas actúan en cada nivel de piso en armazones planos verticales, o en castillo, o en muros de corte que se extienden en la dirección de las cargas. Las cargas sísmicas en cada nivel deben estar distribuidas sobre el área del piso o del techo, de acuerdo con la distribución de masa en ese nivel.

El *Uniform Building Code* recomienda que la fuerza sísmica F_x, que haya de asignarse a cualquier nivel a una altura h_x, ft, sobre el suelo, se calcule de

$$F_x = (V - F_t)\frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i} \qquad (15.10)$$

donde w_x = parte de W ubicada en el nivel x o asignada a éste

h_x = altura, ft, del nivel x sobre el nivel del suelo

w_i = parte de W ubicada en el nivel i o asignada a éste

h_i = altura, ft, del nivel i sobre el nivel del suelo

n = número de niveles en una estructura

V es el corte de base calculado de la ecuación (15.4). F_t es una fuerza sísmica adicional asignada al nivel superior de la estructura y se calcula a partir de

$$F_t = 0.07TV \qquad (15.11)$$

donde T = periodo natural fundamental de vibración de la estructura en la dirección de la fuerza lateral, s. F_t no debe ser mayor de 0.25 V y puede tomarse como cero cuando $T \leq 0.7$ s. La ecuación (15.12) reconoce la influencia de modos de vibración más altos así como desviaciones de modos de flexión de línea recta, en particular en edificios altos con dimensiones relativamente pequeñas de planta. En consecuencia, el corte sísmico de diseño en cualquier nivel i está dado por

$$V_i = F_t + \sum_{x=t}^{n} F_x \qquad (15.12)$$

Este corte debe ser distribuido a los castillos o muros de corte del sistema de fuerza lateral en proporción a sus rigideces. Sin embargo, la resistencia a la distribución debe tomar en cuenta las rigideces del arriostramiento horizontal y diafragmas (pisos y techos). En estructuras ligeramente cargadas, por ejemplo, los diafragmas pueden ser suficientemente flexibles para permitir acción independiente de los castillos resistentes a una fuerza lateral. Un fuerte temblor podría ocasionar una situación peligrosa en armazones y diafragmas si las rigideces relativas no se evaluaran de manera correcta.

La fuerza sísmica de diseño calculada a partir de la ecuación (15.8) para un elemento de una estructura, o un componente no estructural soportado por la estructura, debe distribuirse en proporción a la distribución de masa del elemento o componente.

La distribución de fuerza sísmica para edificios o armazones estructurales con formas irregulares debe determinarse por análisis dinámico.

Fuerzas sísmicas verticales ■ Deben tomarse medidas en un diseño sísmico por la posibi-

lidad de un levantamiento debido a cargas sísmicas. Cuando el diseño de una estructura se haya basado en esfuerzos permisibles unitarios, sólo el 85% de la carga muerta y ninguna carga viva deben considerarse como existente para contrarrestar el levantamiento. Además, el *Uniform Building Code* exige que para estructuras en las zonas 4 y 5 (Fig. 15.1) los componentes voladizos horizontales se diseñen para una fuerza neta de levantamiento de F_u,

$$F_u = 0.2W_p \tag{15.13}$$

donde W_p es el peso de los componentes.

Torsión horizontal ■ Para calcular los efectos de torsión debidos a cargas sísmicas en una estructura, debe considerarse la rigidez de diafragmas que distribuyen las cargas sísmicas lateralmente a armazones que resisten fuerzas laterales. Para este objeto, un diafragma inflexible se define como aquel para el que la deflexión en plano, de su punto medio debido a la fuerza F_{px}, calculada de la ecuación (15.8), es menor a dos veces el desplazamiento de piso promedio de los pisos situados arriba y abajo del diafragma bajo la acción de fuerzas sísmicas V_i, calculadas de la ecuación (15.13). Cuando los diafragmas sean inflexibles, el *Uniform Building Code* exige que los cortes en cualquier nivel *i* debidos a torsión horizontal se sumen a los cortes horizontales directos. Éstos son los cortes en el nivel *i* que resultan de la distribución de V_i, calculada de la ecuación (15.13), a los componentes del armazón vertical que resisten fuerzas laterales en proporción a sus rigideces.

La torsión sísmica de diseño en cualquier nivel *i* está formada por dos componentes: (1) El momento horizontal en el nivel *i* debido a excentricidades entre fuerzas sísmicas de diseño en niveles superiores y los componentes resistentes verticales en el nivel *i*. (2) Una torsión accidental. Esta torsión tiene la finalidad de tomar en cuenta incertidumbres en el lugar de cargas sísmicas. Con el fin de calcular excentricidades, se supone que la masa en cada nivel debe estar desplazada del centro de masa calculado en una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese nivel, y en la dirección en la que se mide esa dimensión. Debe suponerse que los desplazamientos ocurren normales a la carga sísmica bajo consideración.

Cuando una estructura con diafragmas inflexibles sea torsionalmente irregular, el *Uniform Building Code* especifica que la torsión accidental en cada nivel *i* se multiplique por un factor de amplificación A_i. Para determinar si una estructura es torsionalmente irregular, localícense los castillos verticales resistentes a una fuerza lateral (o muros de corte) paralela a las cargas sísmicas de diseño y cerca de los lados de la estructura, o cerca de ésta. Calcúlese el desplazamiento máximo por piso debido a los cortes sísmicos, incluyendo cortes torsionales accidentales, para cada uno de estos castillos. (El desplazamiento por piso es el desplazamiento de un nivel con relación al nivel situado arriba o abajo). Sea d_m el mayor de estos desplazamientos y d_a el promedio de los dos. Entonces, si d_m excede de $1.2d_a$, la estructura es torsionalmente irregular. Si así es, debe multiplicarse por A_i la torsión accidental calculada de

$$A_i = \left(\frac{d_m}{1.2d_a}\right)^2 < 3 \tag{15.14}$$

Limitación en desplazamiento de piso ■ Para evitar daños a componentes de construcción que pudieran afectar la seguridad de las personas, muchos códigos de construcción ponen límites sobre la cantidad permisible de desplazamiento de piso. Por ejemplo, para edificios de menos de 65 ft de alto, el *Uniform Building Code* restringe el desplazamiento de piso a un máximo de $0.005h$, donde h es la altura del piso, o $0.04h/R_w$, donde R_w es el valor que se utiliza para la ecuación (15.4). Para edificios más altos, el desplazamiento de piso no puede exceder de $0.004h$ o $0.03h/R_w$.

Vuelco ■ Las fuerzas estáticas laterales equivalentes, aplicadas a un edificio en diferentes niveles, inducen momentos de inversión o vuelco. En cualquier nivel, el momento de vuelco es igual a la suma de los productos de cada fuerza por su altura sobre ese nivel. Las fuerzas axiales en los elementos verticales y las cimentaciones resisten los momentos de vuelco que actúan sobre la base de la estructura y en cada piso.

En cualquier nivel, el incremento en el momento de vuelco de diseño debe distribuirse entre los elementos que lo soportan, en la misma proporción que la distribución de las fuerzas cortantes para esos elementos. Donde se descontinúa un elemento vertical, resistente, el momento de vuelco en ese nivel debe transferirse hacia abajo como carga a la cimentación.

(J. M. Biggs, *Introduction to Structural Dynamics* y R. Clough y J. Penzien, *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill Publishing Company,, New York; E. Rosenblueth, *Design of Eartquake-Resistant Structures*, John Wiley & Sons, Inc., New York; N. M. Newmark y E. Rosenblueth, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J; S. Okamoto, *Introduction to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., New York.)

15.5 Cargas factorizadas

Los elementos estructurales deben ser diseñados con suficiente capacidad para sostener, sin deformación excesiva o falla, las combinaciones de cargas de servicio que producirán los efectos más desfavorables. Del mismo modo, deben incluirse los efectos de condiciones como es el encharcamiento de aguas en techos, saturación de suelos, urbanización y cambios dimensionales. En la determinación de la capacidad estructural de un elemento o estructura, debe darse un margen de seguridad y debe tomarse en cuenta la posibilidad de variaciones en las propiedades de materiales desde valores supuestos de diseño y de inexactitudes de cálculos de capacidad.

Para un elemento estructural, los códigos de construcción pueden permitir el uso de cualquiera de los dos métodos, el de diseño de esfuerzo permisible o el de diseño de factor de carga y resistencia (también conocido como diseño de resistencia máxima). En ambos métodos, las cargas de diseño, que determinan la capacidad estructural requerida, se calculan al multiplicarse combinaciones de cargas de servicio por factores. Se aplican diferentes factores a las diversas posibles combinaciones de carga de acuerdo con la probabilidad de que ocurran las cargas.

En el diseño de esfuerzo permisible, la capacidad necesaria suele determinarse por la combinación de carga que ocasiona fuerte agrietamiento o deformación excesiva. Para el objeto, las cargas muerta, viva, de viento, sísmica, de nieve y de otro tipo que se puedan imponer simultáneamente se suman y luego se multiplican por un factor igual o menor a la unidad. Las combinaciones de carga que por lo general se consideran en el diseño de esfuerzo permisibles son:

(1) D (2) $D + G$ (3) $D + (W \text{ o } E)$ (4) $D + G + (W + E)$

donde D = carga muerta
$G = L + L_r$ o $L + S$ o $L + R$
L = cargas vivas debidas al uso propuesto, incluyendo muros divisorios
L_r = cargas vivas de techo
S = cargas de nieve
R = cargas de lluvia
W = cargas de viento
E = efecto de cargas sísmicas horizontales y verticales = $\pm Q + 0.5ZD$
Q = efecto de fuerzas horizontales inducidas por temblor
Z = coeficiente de intensidad sísmica definido por la ecuación (15.4)

Los códigos de construcción por lo general permiten un factor menor cuando sea pequeña la probabilidad de que ocurran combinaciones de cargas extremas, como son carga muerta más carga viva máxima más fuerzas máximas de viento o sísmicas. Generalmente, por ejemplo, se aplica un factor de 0.75 a sumas de combinación de carga (3) y (4) y 0.66 cuando se suman cambios dimensionales a (4). Estos factores equivalen a permitir esfuerzos unitarios permisibles más altos para las condiciones aplicables de carga que para las combinaciones de carga (1) y (2), para las que el esfuerzo permisible se obtiene al dividir, entre un factor de seguridad mayor de la unidad, el esfuerzo unitario que ocasione deformación excesiva o falla.

En el diseño por resistencia máxima, cada tipo de carga se multiplica por un factor de carga cuyo valor se selecciona de acuerdo con la probabilidad de presencia de cada tipo de carga. Las cargas modificadas por dicho factor se suman para obtener la carga total que un elemento o sistema debe soportar. Luego se selecciona un elemento estructural que proporcione una capacidad de carga mayor que esa suma. Esta capacidad se determina multiplicando la capacidad máxima de carga por un factor de resistencia, cuyo valor refleja confiabilidad de la capacidad estimada. Las combinaciones de carga que puedan utilizarse a falta de un código de construcción local son las siguientes:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5$ (L_r o S o R)
3. $1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (0.5L \text{ o } 0.8W)$

4. $1.2D + 1.3W + 0.5G$
5. $1.2D + 1.0E + 0.5L + 0.2S$
6. $0.9D \times (1.3W \text{ o } 1.0E')$

donde E' = efecto de los esfuerzos sísmicos verticales y horizontales = $\pm Q - 0.5\ ZD$. El factor de carga puede tomarse igual a la unidad para L en las combinaciones 3, 4 y 5 en garajes, lugares de reunión pública y zonas en las que la carga viva exceda 100 lb/ft^2. El factor de carga debe tomarse igual a 1.3 para cargas líquidas, 1.6 para cargas de tierra y 1.2 para cargas por acumulación de agua, por asentamiento diferenciales y por fuerzas restrictivas debidas a la prevención de cambios dimensionales. Los factores de carga recomendados reconocen con exactitud la magnitud de las cargas muertas, pero proporcionan un factor de seguridad mayor para sobrecargas debidas a cargas muertas únicamente.

15.6 Medida modular

Éste es un sistema dimensional para componentes de edificios y equipos para permitir que sean armados en obras sin necesidad de cortes. La unidad básica es un cubo de 4 in. De esta manera, los edificios pueden proyectarse alrededor de una cuadrícula rectangular tridimensional continua, con una separación de 4 in (Fig. 15.2*a*).

Los fabricantes producen muchos materiales de construcción y algunos equipos instalados de acuerdo con este módulo. La cuadrícula es una herramienta conveniente para dibujar conjuntos de productos de construcción, ya sean modulares o no.

Los productos de construcción modular tienen asignadas dimensiones nominales que corresponden a un número par de módulos, aunque sus dimensiones reales puedan ser ligeramente menores para aceptar las uniones. Las dimensiones nominales para mampostería, por ejemplo, son iguales que las dimensiones de una unidad más el espesor de una junta de mortero. (El espesor normal de una junta es de ⅜ de in para block de concreto, ½ in para refuerzos de arcilla y unidades estructurales; ⅜ o ½ in para ladrillo; y ¼ in para unidades de revestimiento de vidriado de sal, vidriado transparente y vidriado cerámico.)

Al elaborar dibujos, el diseñador puede usar la cuadrícula tanto para planos a escala menor como

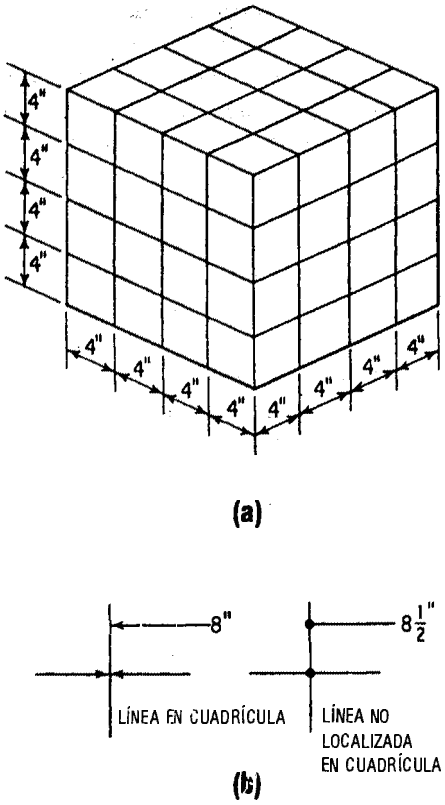


Figura 15.2 Elementos de medida modular.

para detalles a escala mayor, pero, para escalas menores de ¾ in = 1 ft, no es práctico usar las líneas de la cuadrícula con separaciones de 4 in. El diseñador debe seleccionar un módulo más grande de planeación que sea un múltiplo de 4 in. Para planos de pisos y elevaciones, por ejemplo, el módulo puede ser de 2 ft 8 in, 4 ft, 5 ft, 6 ft 4 in, etc. Los materiales deben mostrarse con sus dimensiones reales, o a escala, localizados sobre una línea de cuadrícula o relacionados a ésta mediante dimensiones de referencia. Las dimensiones sobre las líneas de cuadrícula se muestran mediante flechas; las que no están en las líneas de cuadrícula, mediante puntos (Fig. 15.2*b*).

Para las medidas modulares en el sistema métrico (SI) véase el apéndice.

15.7 Sistemas estructurales

Las cimentaciones para los edificios deben seleccionarse y diseñarse de acuerdo con los principios que se indican en la sección 7. Las consideraciones básí-

cas para el diseño de superestructuras se encuentran en la sección 6 y de la 8 a la 11.

Los edificios pueden construirse con muros de carga, construcción de armazón o una combinación de ambos. En general, la responsabilidad del ingeniero es seleccionar el tipo de construcción que sirva mejor a las necesidades totales del dueño, de la forma más económica. Así, la construcción más económica tal vez no sea necesariamente la que requiera menos materiales estructurales, o aun la que tiene los costos más bajos de fabricación y montaje. Los costos arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y de otro tipo que un sistema estructural pueda afectar, deben tomarse en cuenta en cualquier comparación de costos.

Debido al gran número de variables, que pueden cambiar con el tiempo y la ubicación, es difícil demostrar la superioridad de un tipo de construcción sobre otros, aun para un edificio específico, con ubicación y tiempo determinados. La disponibilidad de materiales y el conocimiento de los métodos adecuados de construcción por parte de los contratistas, o su deseo para ejecutar una obra, son factores importantes que complican aún más la selección de un sistema estructural. Por tanto, los ingenieros deben considerar las condiciones específicas para cada edificio al seleccionar el sistema estructural.

Además, la decisión sobre los claros que deben usarse no es fácil. Las cimentaciones, la altura de las columnas o muros, las cargas vivas, el arriostramiento y las instalaciones para conductos y tuberías varían para cada edificio y deben tomarse en cuenta, junto con los factores previamente mencionados. Sin embargo, es posible estandarizar los diseños para edificios sencillos, como fábricas o almacenes de un solo piso, y determinar la disposición más económica y los claros de los componentes estructurales. Pero dichos diseños deben modificarse y actualizarse en forma periódica, ya que las condiciones van cambiando con la introducción de nuevos materiales, nuevas formas, nuevas técnicas o métodos de construcción y alteraciones en los precios que podrían modificar el balance económico.

Los ingenieros también deben tomar en cuenta que las consideraciones económicas relativas de un sistema estructural pueden mejorarse si se logra que desempeñen otras funciones aparte de las estrictamente estructurales. Se ahorra dinero si una fachada también soporta cargas o si una losa estructural funciona tanto de piso como de techo y sirve como conducto para acondicionamiento de aire.

Los **muros de carga hecha de madera** se usan a menudo para casas de uno y dos pisos. En general, consisten en pies derechos de 2×4 in, espaciados 24 o 16 in de centro a centro, y con las caras anchas perpendiculares a la pared del muro. Los muros tienen placas superiores e inferiores, que consisten, cada una, en dos piezas de 2×4 in. A menos que se apoyen lateralmente con armazones adecuados, la altura máxima de dichos muros es de 15 ft. El exterior se forra con tablones o madera contrachapada; en los interiores se colocan tableros o yeso. (N. L. Burbank and C. Phelps, *House Carpentry Simplified*, McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

Los **muros de carga de mampostería** se han utilizado para edificios de 10 o más pisos de altura, pero, a menos que el diseño se base en un análisis racional de ingeniería y no en requisitos empíricos, el espesor necesario en la base es muy grande. Algunos códigos de construcción especifican que los muros de carga de mampostería pura sean de 12 in de espesor, como mínimo, para los 35 ft superiores y que aumenten en 4 in de espesor para cada 35 ft sucesivos hacia abajo. De esta manera, los muros para un edificio de 20 pisos serían de, aproximadamente, 3 ft de espesor en la parte inferior.

Ya que el espesor de los muros debe ir aumentando de arriba hacia abajo, la forma natural de la sección transversal vertical para muros de carga de mampostería es trapezoidal. Con la sección más ancha en la parte inferior, dicha forma es adecuada para resistir el vuelco. Sin embargo, en la práctica, la cara exterior del muro se mantiene a plomo y la cara interior tiene escalones donde el espesor debe incrementarse.

En edificios bajos, el grueso mínimo de paredes puede estar regido por la relación entre la altura o longitud de una pared no soportada y su grueso, cualquiera que sea más pequeña. (Para muros sordos o huecos, el grosor es la suma del grosor nominal de muros interiores y exteriores de media asta.) Por lo general, el grueso de un muro de carga debe ser por lo menos de 6 in; consúltese el código local de construcción. (Véase también la sección 15.2.)

Se pueden emplear paredes mucho más delgadas con mampostería reforzada de acero diseñada de acuerdo con el *Building Code Requirements for Engineered Brick Masonry*, BrickInstitute of America, McLean, Va.

(*Recommended Practice for Engineered Brick Masonry*, Brick Institute of America, McLean, Va.; F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*,

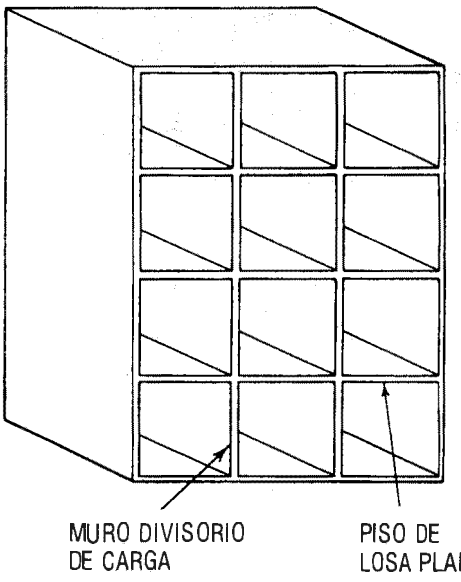


Figura 15.3 Los muros divisorios de carga reciben los pisos de losa plana en edificios de apartamentos.

4th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

Los **muros de carga de concreto reforzado** pueden ser mucho más delgados que la mampostería para una altura dada. Para muros de superestructura, el American Concrete Institute Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-86) establece un grosor mínimo de por lo menos 1/25 de la altura o longitud no soportada, pero no menos de 4 in. El grueso de muros exteriores de sótanos y cimientos, sin embargo, debe ser por lo menos de 7½ in.

Los muros de carga pueden utilizarse para exteriores, divisiones, contravientos y para delimitar las instalaciones de servicios. Para estos fines, cuando se usa mampostería en combinación con estructuras de marco, se tiene la desventaja de una construcción más lenta, por lo que puede haber demoras en el montaje de marcos mientras se coloca la mampostería necesaria para soportarlos.

Cuando los muros divisorios de carga pueden colocarse a intervalos relativamente cortos en todo el ancho de un edificio, se utilizan muros de relleno en el exterior a lo largo del edificio. Dichos muros divisorios, usados con pisos de losas de concreto reforzado (Fig. 15.3) constituyen un sistema estructural eficaz para ciertos tipos de edificios, como casas departamentales de muchos pisos. En estos edificios, asimismo, las paredes de concreto alrededor de los armarios o clósets pueden servir como columnas.

Los muros de carga pueden servir también como muros de cortante. (Pero, a menos de que sean relativamente largos, los esfuerzos de flexión debidos a las fuerzas laterales que actúan paralelas a los muros, pueden ser muy grandes.) Entonces, los muros, si están colocados debidamente, resistirán las fuerzas del viento y sismos, tanto en cortante como a la flexión. Por ejemplo, en la figura 15.4*a*, los muros de cortante colocados en los extremos del edificio pueden diseñarse para resistir las fuerzas laterales en la dirección angosta. En la figura 15.4*b* los muros de cortante perpendiculares pueden tomar las fuerzas laterales de todas las direcciones, ya que estas fuerzas pueden resolverse en componentes paralelos a las paredes. En la figura 15.4*c* los muros de cercamiento para escaleras, elevadores, baños y cuartos de servicio (**cubo de servicio**) pueden servir como muros de cortante en direcciones

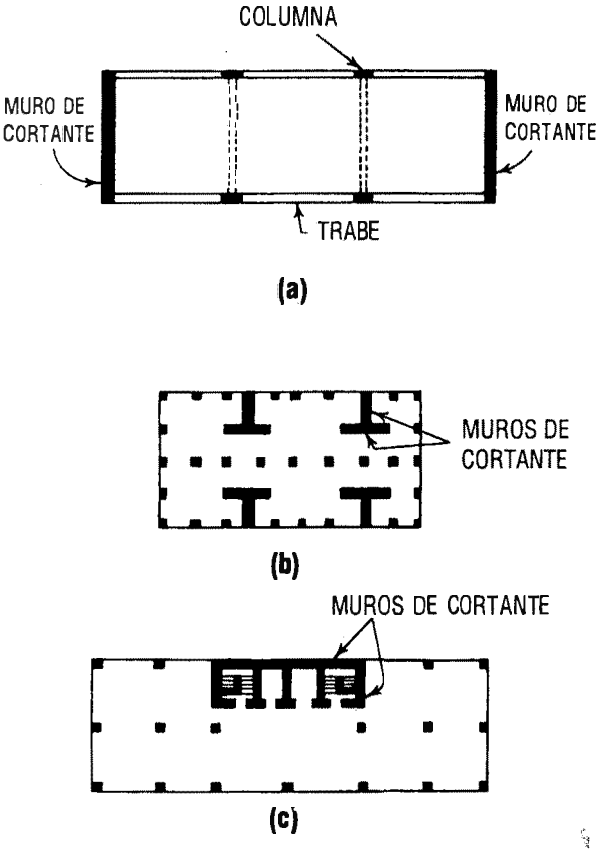


Figura 15.4 Colocación de muros de cortante para resistir fuerzas laterales.

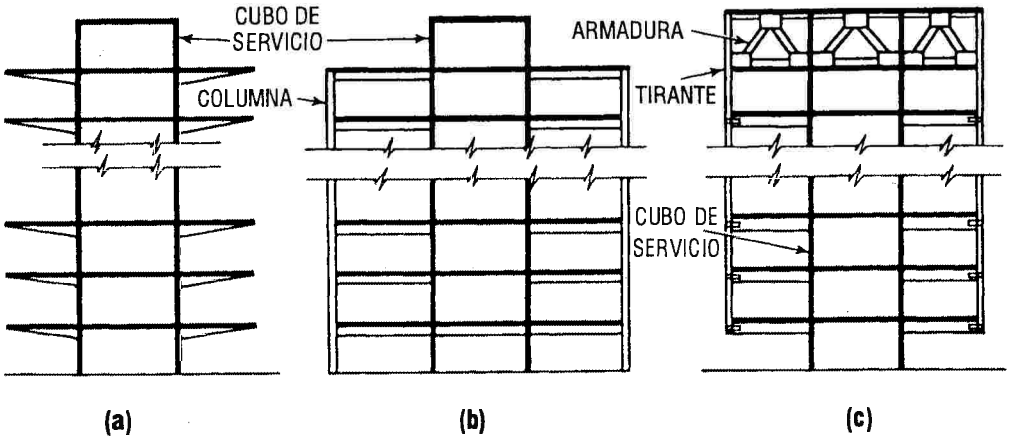


Figura 15.5 Estructura proyectada para situar todas las cargas, o casi todas, sobre los muros del cubo de servicio.

perpendiculares. Sin embargo, para fuerzas sísmicas es recomendable reforzar los muros de cortante con un marco especial dúctil, resistente a momentos, para evitar el desplome repentino si uno de los muros de cortante llega a fallar.

Los muros de carga para cubo de servicio pueden diseñarse para soportar todas las cargas de un edificio. En este caso, el techo y los pisos trabajan en voladizos empotrados sobre los muros (Fig. 15.5*a*). Cuando los claros son grandes, los voladizos pueden ser antieconómicos. En su lugar, pueden utilizarse columnas, para ayudar a los muros de los cubos de servicio a soportar las cargas verticales (Fig. 15.5*b*). Como alternativa, los extremos exteriores de los pisos pueden suspenderse de armadura de techo, soportadas en voladizos más allá de los muros del núcleo (Fig. 15.5*c*). Otras posibilidades son los cubos de servicio en pares con los pisos apoyados entre ellos sobre trabes, armaduras, cables, o arcos o combinaciones de éstos.

Los **muros estructurales arquitectónicos** representan un tipo de construcción exterior que tiene elementos de los muros de cargas y de estructuras de marcos con pared de relleno. Los elementos de carga en muros estructurales arquitectónicos son lineales, como en las estructuras con marcos, en lugar de planares, como en los muros de carga, y su función está expresada arquitectónicamente con claridad. Los espacios entre elementos estructurales pueden ser pantallas, cortinas o vidrios. Los elementos estructurales pueden descansar sobre elementos verticales o diagonales (Fig. 15.6*a*); tener forma de cruz, combinando las columnas y losantepechos (Fig.15.6*b*); pueden ser armaduras Vierendeel horizontales o verticales (Fig. 15.6c) o cualquier otro sistema que sea adecuado estructuralmente.

En las **construcciones de armazón** las columnas transmiten las cargas del edificio a la cimentación. Las fuerzas laterales son resistidas por las columnas y arriostramientos diagonales o por la acción de armazón rígida.

La construcción de pisos y techos es casi la misma para la construcción a base de armazones o de elementos de carga. El principal componente es una losa o cubierta horizontal estructural. La parte inferior puede servir de techo o puede cargar un plafón. La parte superior puede servir como superficie de desgaste o soportar ésta para tráfico o un impermeabilizante. La cubierta puede ser sólida, o hueca para reducir el peso, permitir que pasen tubos y alambres, y servir como conductos para aire. Cuando la cubierta no transmite sus cargas directamente a las columnas, como sucede en la construcción de placas y losas planas, los otros componentes principales de los sistemas de pisos y techos son las armaduras, vigas y trabes (algunas veces también llamadas viguetas o nervaduras, según su arreglo y localización). Éstos soportan la cubierta y transmiten las cargas a las columnas.

La **construcción de placa plana** emplea una cubierta que tiene un espesor constante en cada claro y que transmite las cargas directamente a las columnas. En general es económica para estructuras residenciales y otras donde las cargas son ligeras, o donde los claros son relativamente cortos. Se utiliza en *construcciones de losas levantadas*, las cua-

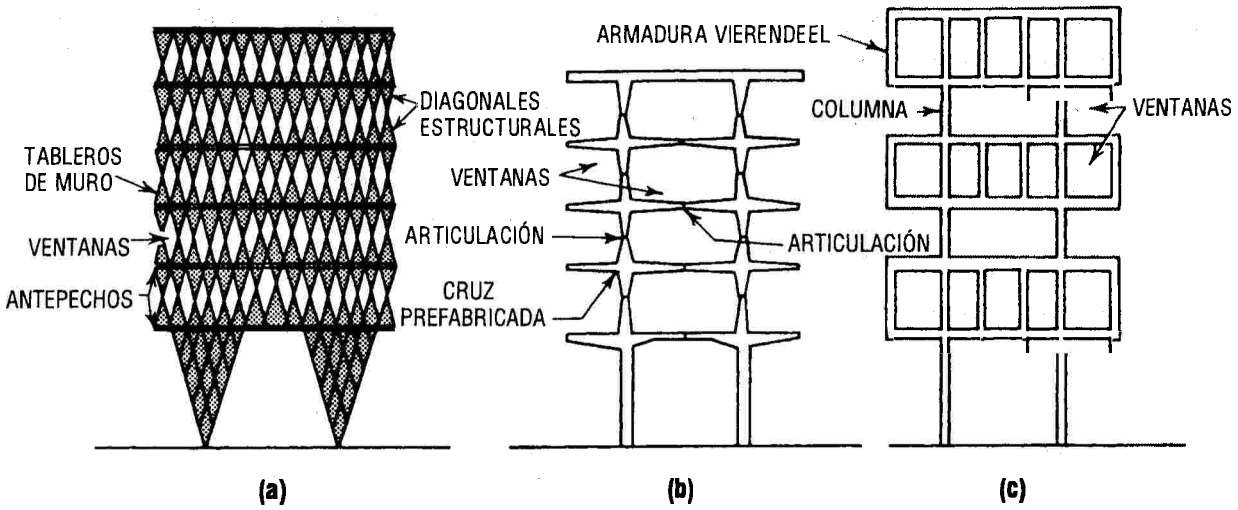


Figura 15.6 Ejemplos de muros arquitectónicos estructurales.

les se cuelan en el suelo y luego se elevan a su posición final mediante gatos colocados sobre las columnas. Para claros más largos pueden usarse placas reticulares (emparrilladas) o con costillas en dos sentidos.

La **construcción con losas planas de concreto reforzado** puede ser más adecuada para cargas mayores. Aunque también transmite las cargas directamente a las columnas, difiere de las construcciones de placas planas en que son más gruesas en las zonas cercanas a las columnas (*tablero rebajado*). Además, muchas veces las columnas se ensanchan en la parte superior (*capiteles*). La construcción con emparrillado puede usarse para claros más largos.

La **construcción con vigas anchas de poca altura** es una variante de los sistemas de placa plana y de losa plana, en la cual se utilizan vigas anchas para soportar la losa y trasmitir las cargas a las columnas.

Las **losas con armadura cruzada o de tablero** son otra variante; están apoyadas en trabes que unen a las columnas alrededor del perímetro de cada nave. De esta manera pueden soportar cargas más pesadas y pueden usarse claros más largos en forma más económica.

La **construcción de viga y trabe** es económica para una amplia variedad de condiciones. En casas de uno y dos pisos, generalmente se utilizan vigas de madera, espaciadas 16 o 24 in entre centros, en claros cortos en combinación con cubiertas de tablones o madera contrachapada. Para otras estructuras ligeramente cargadas, puede emplearse vigas de acero de alma abierta, vigas ligeras de acero laminado o vigas precoladas, con pisos de tablones o concreto. Para cargas mayores y claros más largos puede ser más adecuado usar losas de concreto con nervaduras en un solo sentido y vigas de concreto (construcción con ahuecadores metálicos); viguetas, tes, doble tés o vigas de concreto presforzado; vigas y trabes de concreto reforzado; trabes de madera laminada; o vigas y trabes de acero estructural, incluyendo construcción mixta de acero y concreto. Para claros aun más largos, como en el caso común de edificios industriales, puede resultar más económico utilizar vigas y armazones.

La **construcción con arcos y catenarias** es apropiada para claros extremadamente largos. En general, se utilizan para apoyar techos de hangares, estadios, auditorios, estaciones de ferrocarril y salas de exhibición. Su diseño debe considerar los elementos que resistan los empujes horizontales de sus reacciones.

La **construcción de cascarones delgados** es adecuada para cargas uniformes donde las superficies curvas son permisibles o convenientes. Es económico para claros muy largos. La **construcción con placas plegadas** es muchas veces una alternativa económica.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; F. S. Merritt and J. Ambrose, *Building Engineering and Systems Design*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

15.8 Arriostramiento para fuerzas laterales

No hay un sistema estructural completo a menos de que trasmita todas las fuerzas que actúan sobre éste hacia un apoyo adecuado en el suelo. Por tanto, hay que tomar medidas en los edificios altos y bajos para trasnferir no sólo las cargas verticales sino también las laterales, como las de vientos y sismos, a la cimentación. También hay que tomar en cuenta las cargas debidas a explosiones y colisiones de vehículos. Si no existe el diseño adecuado pare resistir cargas laterales, los edificios son tan inestables que pueden derrumbarse tanto durante la construcción como después de construidos, bajo cargas considerablemente menores que las diseñadas para vientos o sismos.

Edificios bajos de madera ■ En los edificios de madera de uno y dos pisos de altura, los revestimientos de madera contrachapada o de tablones diagonales pueden proporcionar una adecuada resistencia a las fuerzas laterales si están debidamente clavados y encolados. Cada pieza de los tablones diagonales debe estar sujeta con dos clavos, en donde pasa por cada pie o montante derecho. Para madera contrachapada de $\frac{5}{8}$ in de espesor deben usarse clavos comunes 8d cada 6 in de centro a centro; para $\frac{1}{4}$ in de espesor, usar clavos de 6d con 3 in entre centros. Con otros tipos de revestimiento es aconsejable reforzar la estructura con travesaños diagonales, especialmente en las esquinas de las paredes exteriores y en las esquinas intermedias importantes.

Armazones rígidos ■ Los edificios construidos con vigas y trabes de concreto reforzado generalmente se diseñan como armazones rígidos, capaces de resistir cargas laterales. Con excepción de edificios altos sujetos a movimientos sismicos severos, es raro tener que proporcionar refuerzos adicionales contra fuerzas laterales. Los edificios altos de losas planas también pueden diseñarse como armazones rigidos para resistir el viento. Si la relación entre la altura y el ancho es grande, la resistencia al viento puede mejorarse a bajo costo colocando aleros perpendiculares o casi perpendiculares a la parte principal, para formar marcos rígidos en varios claros paralelos a las direcciones en que pueden descomponerse las fuerzas del viento. Entonces los edificios pueden tener forma de T, de H o de cruz en planta, o tener aleros en V en los extremos. Como alternativa, los edificios pueden ser de forma curva para incrementar su resistencia al viento.

Muros de cortante ■ Cuando no sea práctico confiar en un armazón espacial que resista momentos para absorber el 100% de las fuerzas laterales, pueden utilizarse muros para absorber parte o el total de las fuerzas laterales. Construidos con placas de acero estructural, con ladrillo o concreto reforzado, dichos muros deben tener suficiente longitud paralela a la dirección del viento, con objeto de que los esfuerzos sean menores que los permisibles para el concreto y el acero. Como se muestra en la figura 15.4, pueden colocarse muros de cortante, paralelos al ancho menor del edificio y marcos rígidos en la dirección longitudinal, o muros de cortante perpendiculares que puedan tomar las fuerzas laterales en cualquier dirección, o muros de servicio pueden servir como muros de cortante (sección 15.7). Los pisos deben diseñarse para que actúen como diafragmas o proporcionarse refuerzo horizontal adecuado para asegurar la transmisión de las fuerzas horizontales a los muros. Los muros exteriores deben contraventearse para transmitir las cargas de viento a las losas de los entrepisos. Los muros deben anclarse bien a los pisos y techos para evitar que se separen por la succión del viento o por fuerzas sísmicas.

En zonas sujetas a temblores fuertes, es aconsejable complementar los muros de cortante con armazones espaciales dúctiles y resistentes a momentos, para evitar desplomes repentinos si fallan los muros.

Armazones con riostras ■ Otro método para resistir fuerzas laterales consiste en el empleo de riostras diagonales. Los armazones con riostras en forma de X suelen ser más rígidos que los que sólo dependen de la acción de armazón rigido.

Los armazones para techo deben atirantarse contra las fuerzas horizontales, ya que los claros son largos en general y las cubiertas son de materiales ligeros. Pueden emplearse armazones horizontales y verticales adicionales, para este fin. Además, el entramado en el plano de los armazones puede hacerse rigido insertando chaflanes entre las columnas que apoyen los armazones y el cordón inferior. Las viguetas que cargan la cubierta del techo se aseguran en los cordones superiores, que están en compresión, para arriostrarlos lateralmente.

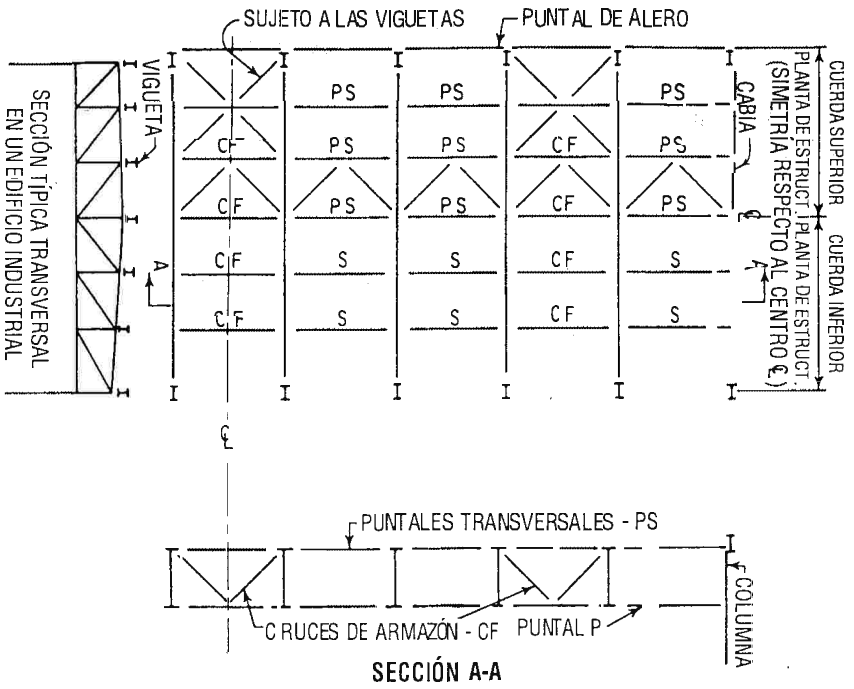


Figura 15.7 Arriostramiento lateral en armaduras para techos.

El arriostramiento en techos de armazón puede colocarse en el plano de los cordones superiores o inferiores. Si se coloca en el plano de los cordones superiores, ofrece las siguientes ventajas: detalles más simples, menor largo sin apoyo de las diagonales y menor pandeo de las riostras, ya que puede conectarse a las viguetas en todos los nudos. Rara vez es necesario arriostrar tanto los cordones superiores y los inferiores con sistemas separados de armazón. Pero el cordón inferior debe arriostrarse en intervalos frecuentes, aunque sea un elemento en tensión, para reducir su longitud no apoyada.

En la figura 15.7 se ilustra el arriostramiento típico para un techo de taller o fábrica. El arriostramiento diagonal se coloca en los planos de los cordones superiores de tres naves, suponiendo que las viguetas están lo suficientemente bien conectadas a los armazones para transmitir las fuerzas longitudinales de los armazones sin arriostramiento a las naves arriostradas. No debe haber más de cinco naves sin arriostramiento entre los armazones arriostrados. Se muestran puntales entre las cuerdas inferiores en cada nudo, pero en el caso de armazones largos, los puntales pueden colocarse en nudos alternados. En los nudos correspondientes en los cordones superiores, las viguetas deben tener la capacidad de soportar las fuerzas de compresión y las cargas verticales. Las viguetas que se encuentren entre los cordones superior e inferior deben trasmitir fuerzas longitudinales a las naves con arriostramiento lateral, en donde se colocan cruces entre los armazones en el plano de los puntales, como se indica en la figura 15.7, para evitar que se ladeen.

Sin embargo, el arriostramiento de los armazones del techo no es suficiente. Las fuerzas horizontales en el sistema del techo deben trasmitirse al suelo. El diseñador debe tomar en cuenta la totalidad del edificio.

En la figura 15.8 se muestra un sistema simple de arriostramiento para ilustrar el principio. Las fuerzas del viento en el costado largo a barlovento del edificio se transmiten a la armazón del techo del lado sotavento. Este armazón transmite las cargas a los extremos del edificio, de donde son llevadas a la cimentación por las diagonales de los costados. El arriostramiento en los muros laterales resiste la acción del viento sobre los extremos.

Edificios altos ■ En forma similar, el diseñador debe considerar el edificio total en el arriostramiento de una construcción alta. Como ejemplo, todos los marcos pueden resistir las fuerzas laterales (Fig. 15.9*a*) o sólo los marcos exteriores (Fig. 15.9*b*). En este último caso, el edificio puede dise-

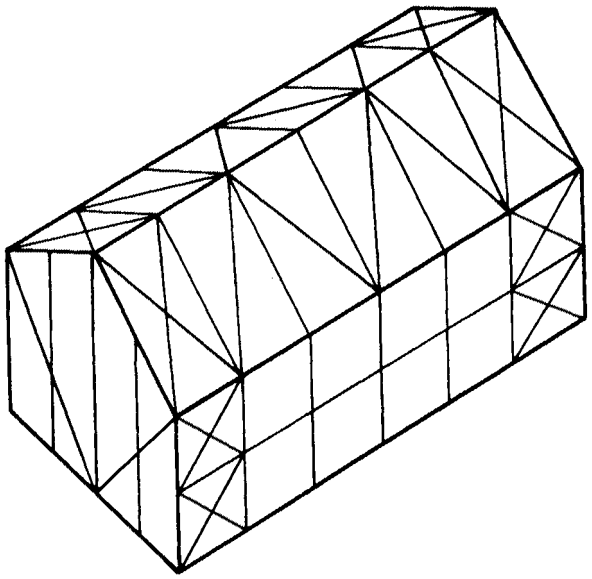


Figura 15.8 El arriostramiento en X transmite las cargas laterales del techo a los cimientos.

ñarse como voladizo en tubo hueco para las fuerzas horizontales. Los sistemas de piso y techo deben distribuir las cargas del muro en barlovento al costado y al muro en sotavento.

Para los marcos individuales, el arriostramiento en X (Fig. 15.9*c*) es eficiente y económico, pero no es práctico porque interfiere con puertas, ventanas y claros entre pisos y techos. Por regla general, en edificios altos únicamente puede instalarse el arriostramiento en X en muros sin aberturas, como los tiros para elevador y los muros de torres contra incendio. Cuando no puede usarse el arriostramiento en X, hay que colocar arriostramientos adicionales que no interfieran con las aberturas.

Hay muchas opciones que pueden usarse en lugar del arriostramiento en X. En una se colocan cartelas o puntales entre las trabes y las columnas (Fig. 15.9*d*), pero los puntales pueden interferir con las ventanas en los marcos exteriores, o ser objetables por su mala apariencia en marcos interiores o reducir el claro entre piso y techo. Otras opciones son los pórticos armados de diversos tipos, como antepechos de alma llena

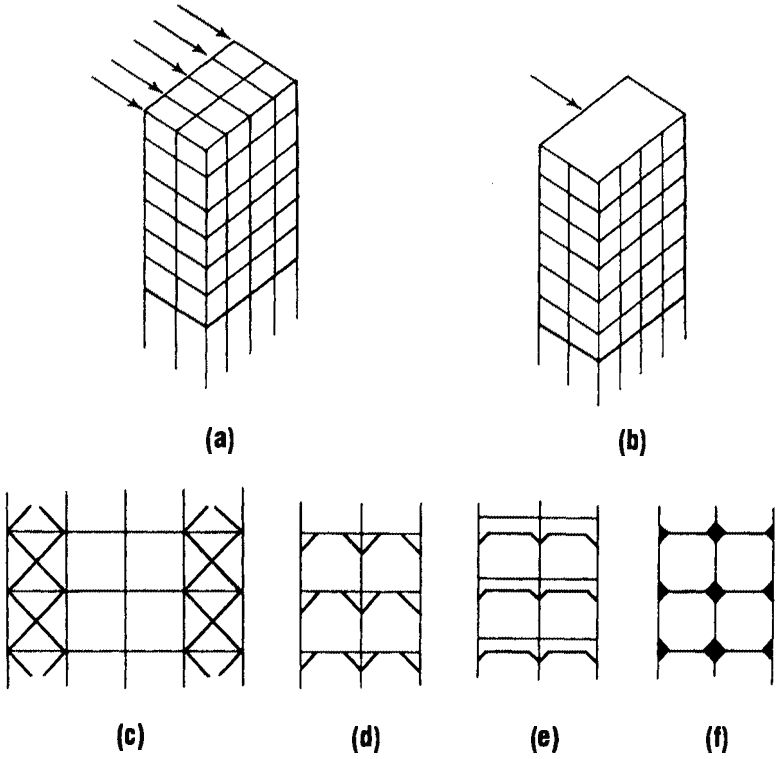


Figura 15.9 Arriostramiento para edificios altos; (*a*) todos los muros transversales resisten las fuerzas laterales; (*b*) el edificio actúa como un tubo vertical; (*c*) marcos con arriostramiento en X; (*d*) cartelas (puntales) entre columnas y trabes; (*e*) antepechos con cartela; (*f*) conexiones resistentes a momentos entre columnas y trabes.

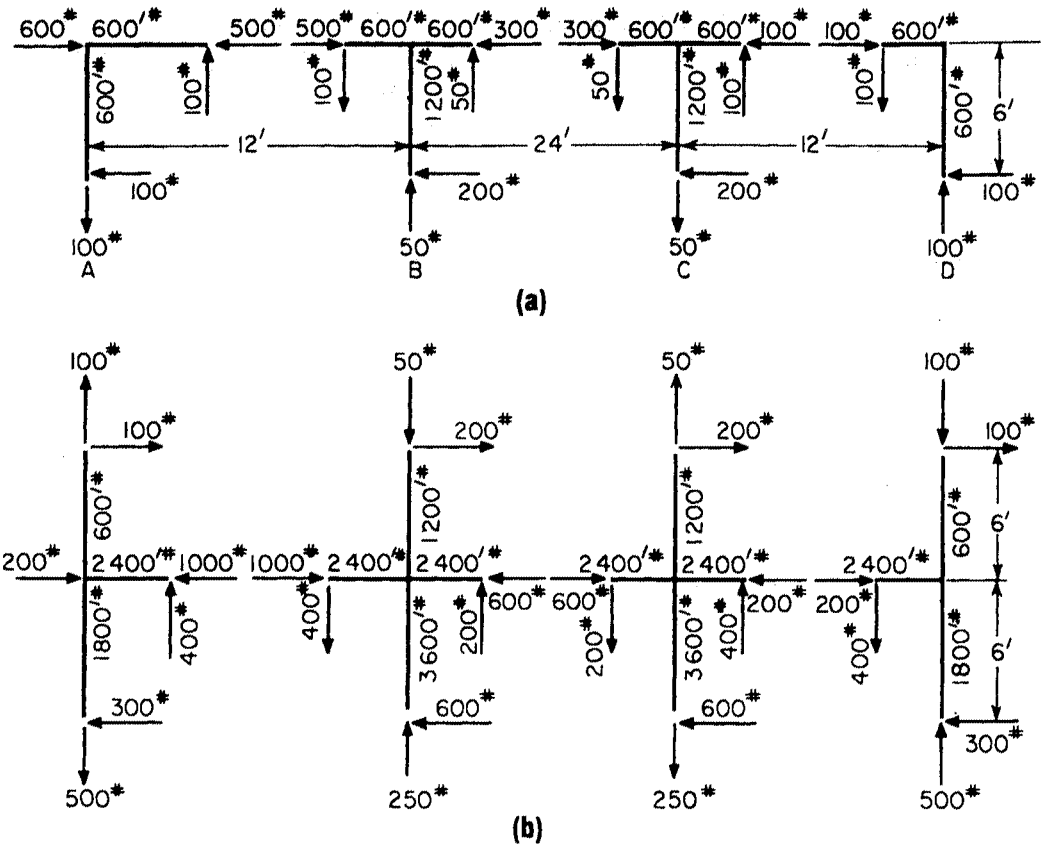


Figura 15.10 Esfuerzos por viento en un edificio alto calculado por el método del portal.

reforzados o armaduras. (Fig. 15.9*e*). Estos elementos tienen suficiente peralte para absorber los momentos cerca de las columnas, pero a poca distancia de ésta se hacen lo suficientemente angostos para librar puertas y ventanas. En marcos exteriores, pueden extenderse muros de fachada o antepechos desde la parte superior de las ventanas de un piso al umbral de la ventana del piso de arriba. Sin embargo, en pórticos interiores tienen las mismas desventajas que las cartelas.

Otra opción para el arriostramiento diagonal en edificios altos es el uso de conexiones del tipo de ménsulas que resistan los momentos o el viento. (Fig. 15.9*f*.) Pueden usarse diferentes tipos según el tamaño de los elementos, la magnitud de los momentos por viento y la distancia entre piso y techo. En estructuras de acero, el tipo menor consta de ángulos unidos a la columna y a la parte superior e inferior del patín de la trabe. Como variante pueden soldarse placas a ambos patines de la trabe y a tope con la columna. Donde es necesaria una mayor resistencia a los momentos, los ángulos pueden reemplazarse por tes (hechas cortando por la mitad una viga de ala ancha). También puede asentarse el patín inferior en una ménsula hecha con el extremo de una vigueta.

Los marcos rígidos que se forman con estas conexiones pueden analizarse con los métodos de las secciones 6.58 a la 6.65. Para el diseño preliminar o para verificar los programas de computadora, pueden usarse métodos aproximados (Seccs. 15.9 y 15.10).

Es de notarse que para la mayor parte de los edificios, aun los métodos "exactos" no lo son tanto. En primer lugar, las fuerzas no son cargas estáticas sino en general dinámicas; no se tiene certeza de su intensidad, dirección y duración. Además, debido a que al inicio del diseño se desconocen las dimensiones de los elementos, no es posible calcular la resistencia exacta a la deformación lateral. Por otro lado, los pisos, muros y paredes divisorias ayudan a resistir de manera incierta las fuerzas laterales.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed., B. S. Taranath, *Structural Analysis*

and Design of Tall Buildings McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

15.9 Método del portal

En la sección 15.8 se indicó que un análisis exacto de esfuerzos debidos a las fuerzas laterales en un edificio alto no es práctico, por lo que la mayoría de los diseñadores prefieren un método de análisis de viento basado en suposiciones razonables y que requiere un mínimo de cálculos. Uno de éstos es el "metodo del portal", que se basa en la suposición de que los puntos de inflexión se localizan a la mitad de todos los elementos, y de que las columnas exteriores toman la mitad de la fuerza cortante que las columnas interiores. Estas suposiciones permiten que se calculen todos los momentos y fuerzas cortantes mediante las leyes de la estática.

Considérese como ejemplo el nivel del techo (Fig. 15.10*a*) de un edificio alto. Se supone que una carga de viento de 600 lb actúa en la línea superior de trabes. Para aplicar el método del portal, córtese la estructura del edificio a lo largo de una sección que pase a través de los puntos de inflexión de las columnas del piso superior. Se estima que estos puntos de momento nulo se encuentran a la mitad de la columna, a una distancia de 6 ft por debajo de la parte superior del edificio. (Algunos diseñadores prefieren considerar que los puntos de inflexión del piso superior están a un tercio de la altura del piso por debajo de las trabes del techo, debido a que la suma de las rigideces de los miembros en cada nudo del techo parece ser menor que la de cada nudo del piso inferior. Asimismo, estiman que los puntos de inflexión de la planta baja será de dos tercios de la altura del piso a partir de la base, debido a que el anclaje tiende a fijar la base.) Ahora calcúlense los esfuerzos en los elementos sobre la sección.

En vista de que las columnas exteriores toman únicamente la mitad de la fuerza cortante de las columnas interiores, se prorratean 100 lb del total de la carga de 600 lb entre cada una de las columnas exteriores y 200 lb entre cada una de las interiores. Los momentos en la parte superior de las columnas son iguales que las fuerzas cortantes multiplicadas por la distancia al punto de inflexión. El extremo del muro de las trabes terminales soportan un momento igual que el de las columnas exteriores. (En el piso de abajo, como lo indica la figura 15.10*b*, ese extremo de la trabe terminal soporta un momento igual a la suma de los momentos de las columnas.) Ya que el punto de inflexión se encuentra a la mitad de la trabe, el momento en el extremo interior de la trabe debe ser igual que el extremo exterior. El momento en la trabe colindante puede encontrarse restando el momento de la trabe terminal del momento de la columna, porque la suma de los momentos en el nudo debe ser igual a cero. (En el piso de abajo, como se muestra en la figura 15.10*b*, el momento de la trabe interior se calcula restando el momento en la trabe terminal de la suma de los momentos de las columnas.)

Así, las fuerzas cortantes de la trabe pueden calcularse dividiendo los momentos de la trabe entre la mitad del claro. Cuando se han encontrado estas fuerzas cortantes, pueden calcularse fácilmente las cargas de las columnas, porque la suma de las cargas verticales debe ser igual a cero, tomando una sección alrededor de cada unión a través de la columna y los puntos de inflexión de las trabes. Para comprobarlo, debe tomarse en cuenta que las cargas de la columna producen un momento que debe ser igual a la suma de los momentos de las cargas de viento arriba de la sección para la cual fueron calculadas las cargas de la columna. Por ejemplo, para la sección del nivel del techo (Fig. 15.10*a*) $-50 \times 24 + 100 \times 48 = 600 \times 6$.

Véase también la sección 15.10. (C. H. Norris et al., *Elementary Structural Analysis*, 3th ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

15.10 Método de viga voladiza

Ésta es otra opción al método del portal descrito en la sección 15.9, para determinar los esfuerzos debidos a fuerzas laterales en edificios altos. Las suposiciones básicas son que los puntos de inflexión están a la mitad de todos los elementos y la fuerza directa en una columna es proporcional a su distancia del centro de gravedad de todas las columnas en el marco. Estas suposiciones son suficientes para determinar las fuerzas cortantes, las fuerzas axiales en las columnas y los momentos a partir de las leyes de la estática.

Para edificios de muchos pisos con una relación de altura a ancho de 4 o más, se recomienda la modificación de Spurr (*Welded Tier Buildings*, U. S. Steel Corp.) En este método, los momentos de inercia de las trabes en cada nivel se hacen proporcionales a las fuerzas cortantes de las trabes cuando los claros son

iguales; de lo contrario, los momentos de inercia deben ser proporcionales al cuadrado de los claros.

Los resultados obtenidos por el método de viga voladiza generalmente son diferentes de los que se obtienen por el método del portal. Es común que ninguna de las soluciones sea correcta, pero las respuestas dan una estimación razonable de la resistencia que debe proporcionarse contra las fuerzas laterales. En los edificios de más de 25 pisos, se consideran los efectos de los cambios en las longitudes de las columnas en el análisis. (Véase también *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol.105, pp.1713-1739, 1940; vol.126, pp.1124-1198, 1961.)

15.11 Cubierta para pisos

Cuando se emplea concreto como cubierta estructural de un edificio, puede dejarse expuesto como superficie de desgaste, según la calidad de la superficie y el tipo de ocupación. Se emplea por lo común en bodegas y edificios industriales con cargas móviles pesadas. Sin embargo, algunos ingenieros prefieren colocar un recubrimiento de mayor calidad sobre la losa de concreto. Este acabado puede aplicarse antes o después del curado de la losa estructural. En general, el recubrimiento, cuando es integral, es de ½ in de espesor; cuando es independiente, de 1 in (*Surface Treatments for Concrete Floors*, IS147T, *Finishing Concrete Slabs - Exposed Aggregate, Patterns, and Colors*, IS021B, Portland Cement Association, Skokie, Ill.) En edificios para oficinas donde los cables para electricidad y teléfono se distribuyen sobre la losa estructural, se cubre el tubo para cables con relleno de concreto ligero y un revestimiento para pisos protege al relleno.

Los **pisos de madera** pueden hacerse de maderas duras como arce, haya, abedul, roble o pacana; o de maderas suaves, como pino amarillo, abeto Douglas o pinabete occidental. Las maderas duras son más resistentes al desgaste y melladuras. Se hacen bloques unitarios de madera sólida con dos o más tiras de madera para pisos unidos mediante lengüetas postizas de metal o con otros medios adecuados. Los bloques, machihembrados, se sujetan con clavos o con un adhesivo asfáltico. También se hacen bloques laminados formados con madera contrachapada. El contenido de humedad promedio de los pisos de madera en el instante de la colocación debe ser del 6% en los estados secos del sur, de 10% en los estados húmedos de la costa y del 7% en el resto de Estados Unidos (*Moisture Content of Wood in Use*, U. S. Forest Products Laboratory Publication 1655, Madison, Wis.) Déjese, por lo menos, 1 in de espacio para expansión en muros y columnas.

Las **losetas asfálticas**, compuestas de fibras de refuerzo, pigmentos minerales y rellenos inertes aglutinados con asfalto, se utilizan sobre contrapisos firmes. También pueden usarse en concreto subterráneo, sujeta a ligera humedad del suelo.

La **loseta de corcho** se hace horneando granulados de corcho con aglutinantes fenólicos o resinas de otros tipos, bajo presión. Se obtiene un piso adecuado para lugares donde el silencio y la comodidad son de primordial importancia. Debe aplicarse a contrapisos rígidos en la superficie del suelo y sin humedad. La loseta de corcho con acabado natural se nivela, pule, sella y encera inmediatamente después de que se instala. Todos los pisos de corcho deben mantenerse con selladores y recubrimientos protectores para evitar que se manchen.

Los **revestimientos vinílicos sin respaldo para pisos**, que se usan en contrapisos rígidos sobre el suelo, se fabrican con resinas de cloruro de vinilo polimérico como aglutinante, plastificantes, estabilizadores, extensores, rellenos inertes y pigmentos colorantes. Son elásticos bajo la pisada y pueden soportar cargas pesadas sin mellarse; pero se rayan fácilmente, si no se protegen con cera para pisos. No lo afectan las grasas, los aceites, los limpiadores domésticos ni los disolventes.

El **vinilo también puede laminarse** sobre diferentes materiales de respaldo.

Los **materiales de hule para revestir pisos** se utilizan, en general, para contrapisos rígidos arriba del nivel del suelo. Son elásticos y poseen excelente resistencia a la deformación permanente bajo carga.

El **linóleo** se hace de aceites secantes, como el de linaza, resinas sintéticas y naturales, un relleno y pigmentos similares a los usados en pinturas. Por regla general, lleva un respaldo de yute o fieltro de trapo. Debido a que éstos son susceptibles al ataque de la humedad o de los hongos, el linóleo no debe usarse para pisos donde la humedad puede alcanzar al respaldo. Con el mantenimiento debido, da resultados excelentes en contrapisos firmes arriba del nivel del suelo, en edificios residenciales y comerciales.

En vista de que la protección contra la humedad es un elemento que debe tenerse muy en cuenta,

para la mayor parte de cubiertas delgadas de pisos, se debe bajar el contenido de humedad de una losa de concreto antes de instalar un revestimiento para pisos, con el fin de protegerlo de la humedad. Se colocan barreras contra la humedad debajo de las losas de concreto bajo el nivel del suelo, y se dejan por lo menos 30 días en secado antes de instalar el revestimiento. Se necesita un periodo de secado mayor, cuando se trata de concreto ligero.

Adhesivos ■ Las superficies de concreto que han de recibir recubrimientos delgados para pisos aplicados con adhesivo deben ser lisas. En el caso de pisos rugosos, se aplica con llana una capa de un compuesto a base de látex de hule o de mástique asfáltico. En general, el adhesivo para loseta asfáltica y de asbesto vinílico es una emulsión o una solución de asfalto; para hule y vinilo arriba del nivel del suelo, es látex; para linóleo, corcho y vinilo reforzado con fieltro, se usa pasta para linóleo; para bloques de madera sólida o laminada, son comunes los termoplásticos o soluciones de asfalto; para vinilo reforzado con fieltro de asbesto se usa látex sobre el concreto y pasta para linóleo sobre madera contrachapada y madera dura. Los bloques de madera laminada también pueden fijarse con adhesivos a base de hule.

Losetas cerámicas ■ Por regla general se fijan al contrapiso con mortero a base de cemento portland (véase American National Standards Institute, *Standard Specifications for Ceramic Mosaic Tile, Quarry Tile,* y *Pavers Installed in Portland Cement Mortars,* ANSI A108.2, A108.3 y A108.5). Para lugares que no tengan tráfico pesado, cargas concentradas o cantidades excesivas de agua, puede utilizarse un adhesivo orgánico delgado colocado en capas. Las losetas cerámicas, debido a su apariencia y resistencia, son apropiadas para cocinas y baños.

La loseta cerámica de mosaico es menor que 6 in^2 de área. Los adoquines son mayores, generalmente de 3×3 a 6×6 in. La baldosa es más densa, altamente resistente al congelamiento, a la abrasión y a la humedad.

El terrazo es un recubrimiento de mosaico, compuesto de dos partes de grano de mármol y una parte de cemento portland, algunas veces pigmentado, que se aplica a cubiertas de concreto o acero. El látex de hule, los epóxicos y los poliesteres también pueden servir de aglutinantes. El recubrimiento puede ser precolado o colado en la obra. El terrazo (flotante) con un colchón o cama de arena de cuando menos 3 in de espesor, se utiliza cuando hay movimientos estructurales que pueden dañarlo. Cuando el terrazo se fija a la losa base, el recubrimiento es por lo menos de 1 ¾ in de espesor; un revestimiento monolítico puede ser de ⅝ in de espesor.

(J. H. Callender, *Time-Saver Standards for Architectural Design Data,* 6th ed., McGraw-Hill Publishing Company,, New York.)

15.12 Muros de mampostería

Se aplican diferentes criterios de diseño a los muros de mampostería, según si son o no de carga. Los requisitos mínimos para ambos tipos se consignan en *Building Code Requirements for Masonry,* ACI 530-92/ ASCE 5-92, y *Specifications for Masonry Structures,* ACI 530.1-92/ ASCE 6-92, American Concrete Institute and American Society of Civil Engineers.

A continuación se indican algunos términos que se encuentran con más frecuencia en la construcción de mampostería:

Altura de muro ■ Distancia vertical de la corona del muro a la base del muro o a cualquier otro apoyo intermedio.

Área transversal ■ El área transversal neta de una pieza de mampostería es igual al área transversal bruta menos el área de los huecos o espacios celulares. El área transversal bruta de las piezas rayadas se determina hasta el exterior de las rayas, pero el área transversal de las ranuras no se deduce para obtener el área neta.

Bloque de concreto ■ Pieza de construcción de mampostería formada a máquina, compuesta de cemento portland, agregados y agua.

Cabezal (tizón) ■ Pieza de mampostería o ladrillo colocada plana en un muro con la superficie final expuesta, para unir dos muros paralelos.

Canal ■ Cavidad continua en un muro para recibir tubería, conductos para ventilación o cables.

Cartela ■ Hiladas sucesivas de mampostería que sobresalen de la cara de un muro para aumentar su espesor o para formar un anaquel o un retallo.

Columna ■ Miembro de compresión cuyo ancho no excede cuatro veces su espesor, con una altura de más de tres veces de la dimensión lateral menor.

Contrafuerte o castillo ■ Columna de mampostería ligada, construida como parte de un muro; su espesor decrece de la base hacia arriba, pero nunca es más delgado que el muro. Se usa para dar estabilidad al muro.

Coronamiento ■ Capa o acabado sobre un muro, pilar, chimenea o pilastra que impide la penetración de agua a la mampostería inferior.

Hilada ■ Capa horizontal continua de piezas de mampostería unidas entre sí.

Ladrillo ■ Unidad rectangular de construcción de mampostería, con no menos del 75% de sólidos, hecha de arcilla o pizarra horneada o una mezcla de estos materiales.

Lechada ■ Mezcla de material cementoso, agregado fino y suficiente agua para producir una consistencia para colarla sin segregación de los constituyentes.

Mampostería ■ Construcción o combinación armada de piezas de mampostería, como ladrillos de arcilla, bloques de concreto o piedra, unidas con mortero u otro material cementoso.

Mampostería junteada ■ Mampostería en la cual las uniones interiores se llenan vaciando mortero mientras avanza el trabajo.

Mampostería de sillar ■ Mampostería compuesta de piezas rectangulares más grandes que los ladrillos, debidamente unidos y con camas cerradas, labradas o escuadradas; se ahogan en mortero.

Media asta ■ Cada sección continua, vertical, de un muro de una pieza de mampostería de grueso.

Mortero ■ Mezcla plástica de materiales cementantes, agregados finos y agua.

Muro ■ Construcción vertical o casi vertical para confinar un espacio, retener tierra o almacenar materiales.

Antepecho: Muro exterior de cortina al nivel de las vigas exteriores para piso en edificios de varios pisos. Puede ir desde la cabecera de la ventana abajo del piso hasta el pretil de la ventana que está arriba.

Muro acerado. Muro en el cual la fachada de mampostería y el respaldo son de materiales distintos, pero unidos de tal manera que ejercen una reacción común a la carga.

Muro de carga. Muro que soporta cargas verticales además de su propio peso.

Muro sin carga. Muro que no soporta cargas verticales; sólo su propio peso.

Muro de cavidad. (Véase Muro hueco.)

Muro de cortina. Muro exterior que no es de carga.

Muro de cortante. Muro que resiste fuerzas horizontales aplicadas en el plano del muro.

Muro divisorio Muro interior de un piso o menos de altura.

Muro hueco. Muro de mampostería dispuesto para proporcionar un espacio de aire dentro del muro entre las paredes interior y exterior del mismo. Un muro de cavidad se construye con piezas de mampostería o de concreto sencillo, o de una combinación de estos materiales, colocados para dar un espacio de aire dentro del muro, el cual puede llenarse con materiales aislantes, y con las paredes interior y exterior unidas mediante un tirante metálico.

Muro medianero. Muro sobre una línea interior de un lote usado o adaptado para unir dos edificios.

Muro revestido. Muro con una fachada de mampostería u otro material bien adosado a un respaldo, pero no ejerce reacción común bajo carga.

Piedra bruta:

Mampostería de piedra bruta en hiladas. Mampostería compuesta de piedras casi sin labrar, ajustadas aproximadamente en hiladas niveladas, bien unidas y llevadas a intervalos verticales a hiladas niveladas continuas.

Mampostería de piedras escuadradas de diversas alturas. Mampostería compuesta de piedras casi sin labrar, bien unidas y llevadas a intervalos irregulares verticalmente a hiladas discontinuas, pero casi niveladas.

Piedra bruta ordinaria o burda. Mampostería compuesta de piedras de forma irregular colocadas sin regularidad de hiladas, pero bien unidas.

Piezas de mampostería hueca ■ Mampostería con área transversal neta, en cualquier plano paralelo a la superficie de apoyo, menor al 75% de su área transversal bruta medida en el mismo plano.

Pieza sólida de mampostería ■ Pieza de mampostería con área transversal neta en cada plano paralelo a la superficie de carga igual o mayor al 75% de su área transversal bruta medida en el mismo plano.

Pilar ■ Columna aislada de mampostería. Un muro de carga que no está unido por los costados a una mampostería asociada se considera como pilar cuando su dimensión horizontal, medida en ángulo recto a su espesor, no excede cuatro veces el espesor.

Pilastra ■ Columna de mampostería junteada construida como parte de un muro y de grosor uniforme en toda su altura. Sirve como castillo, columna o ambas cosas.

Revestimiento ■ Muro bien adosado a otro, pero no se considera que comparta la carga ni que le añada fuerza.

Revestimiento cerámico ■ Pieza de construcción de arcilla recocida, que no soporta carga vidriada o no vidriado, ornamental o sencillo.

Terracota arquitectónica ■ (Véase Revestimiento cerámico.)

Tizón ■ (Véase Cabezal.)

Unión de collar ■ Una unión vertical entre medias astas, o entre una media asta y un soporte.

Los materiales usados en construcción de mampostería deben satisfacer en Estados Unidos los requisitos aplicables de la ASTM. Para piezas de mampostería, el mortero debe cumplir los requerimientos de las especificaciones ASTM C270 y C476. Se prefieren morteros que contengan cal, debido a su mayor facilidad de aplicación. Por regla general se usa:

Para bloques de concreto, 1 parte de cemento, 1 parte de cal y de 5 a 6 partes de arena.

Para piedra bruta, 1 parte de cemento, 1 a 2 partes de cal hidratada o mástique de cal y 5 a 7 partes de arena.

Para ladrillos, 1 parte de cemento, 1 parte de cal y 6 partes de arena.

Para colocar losetas, 1 parte de cemento, ½ parte de cal y 3 partes de arena.

El diseño de estructuras de mampostería debe estar basado en un análisis elástico, excepto que se puede utilizar diseño empírico para las zonas sísmicas 1 y 2, o donde la presión básica del viento sea menor de 25 psf, si no se aplican otras cargas laterales que no sean sísmicas o de viento. El diseño debe tomar en cuenta la disminución en sección transversal y otros efectos debilitantes de introducir tubos y conductos en la mampostería. La separación debe ser por lo menos tres diámetros entre centros.

La ACI 530-92/ASCE 5-92 establece los siguientes requisitos:

Los muros de mampostería que comprendan dos o más muros de media asta, con cada media asta propuesta para resistir individualmente las cargas impuestas al mismo (acción no compuesta), deben contener una cavidad entre las medias astas, sin cabezales, lechada o mortero. El ancho de la cavidad no debe exceder de 4 in. Las medias astas deben conectarse por medio de tirantes de acero separados no más de 16 in entre sí horizontal y verticalmente. Las cargas que actúan transversalmente al plano de una pared deben distribuirse a cada media asta en proporción a su rigidez relativa.

Los muros de mampostería diseñados para acción compuesta de medias astas deben tener uniones de collar llenas de mortero o lechada o cruzados por cabezales unidos a las medias astas. Para uniones de collar con mortero, los esfuerzos de corte entre las medias astas y las uniones de collar o dentro de cabezales no deben exceder de 5 psi; para uniones de collar lechadeadas, estos esfuerzos no

deben exceder de 10 psi. Los cabezales deben ser incrustados por lo menos 3 in en cada media asta y espaciados uniformemente sobre el muro. El área total de sección transversal de todos los cabezales debe ser por lo menos 4% del área superficial de pared. Los muros sin cabezales deben ser unidos por amarres de acero, separados no más de 36 in horizontalmente y 24 in verticalmente. Como mínimo, debe usarse amarre de calibre 9 por cada 2.67 ft^2 de superficie de pared, o un amarre de 3/16 in de diámetro por cada 4.5 ft^2.

Para resistencia a cargas del viento y sísmicas, los muros de mampostería deben anclarse a pisos y techos que den soporte lateral. Deben incrustarse anclas en costuras reforzadas de enlace o celdas reforzadas verticales y capaces de resistir cargas de por lo menos 200 lb/ft lineal de pared. Debe incorporarse refuerzo de acero tanto horizontal como verticalmente en muros. Los muros de carga deben tener un grosor nominal de por lo menos 6 in.

Las columnas de mampostería deben tener una dimensión lateral nominal mínima de por lo menos 12 in para resistencia sísmica. La relación entre la altura efectiva y la dimensión lateral nominal mínima debe por 25 o menos. Los amarres laterales de ¼ in de diámetro deben contar con barras longitudinales de refuerzo en las columnas. La separación de los amarres laterales debe ser menor de 16 diámetros de barra, 48 diámetros de amarre y la dimensión lateral más pequeña de las columnas.

Diseño empírico de muros de mampostería ■ Cuando se permita el diseño empírico, los muros de carga de construcciones de un piso pueden ser de sólo 6 in de grueso; los muros más altos deben ser por lo menos de 8 in de grueso, pero los muros de cantos rodados deben medir por lo menos 16 in de grueso. Las construcciones que utilicen muros de mampostería para resistir cargas laterales no deben tener una altura mayor de 35 ft. Si se construyen muros de corte de mampostería para dar estabilidad lateral, éstos deben medir por lo menos 8 in de grueso. La longitud acumulativa de muros de corte en cualquier dirección debe ser por lo menos 40% de la dimensión larga del edificio.

Para estabilidad lateral, los muros de mampostería de carga sólidos, o sólidos lechadeados, deben tener ya sea una relación entre altura no soportada y grueso nominal o una relación entre longitud no soportada y grueso nominal de 20 o menos. Para otros tipos de muros de carga y muros exteriores sin carga, la relación no debe ser mayor de 18. Para muros interiores sin carga, la relación debe ser 36 o menos. Los muros de parapeto deben medir por lo menos 8 in de grueso; su altura no debe exceder de tres veces el grueso. El grueso mínimo de muros de cimentación depende de la profundidad de relleno sin balance que haya de resistir. Por ejemplo, en muros de 12 in de grueso se permite una profundidad de 6 ft para unidades huecas no lechadeadas, 7 ft de profundidad para unidades sólidas, y 8 ft de profundidad para unidades lechadeadas por completo.

Buena práctica ■ No debe ponerse relleno contra los muros de cimentación hasta que se hayan arriostrado para resistir presiones horizontales. Los revestimientos no deben ser considerados como parte del muro cuando se calcule el grueso para su resistencia o estabilidad.

Cuando se determine la longitud no soportada de muros, pueden suponerse muros transversales, pilas o contrafuertes como soportes laterales si estos elementos están bien unidos o anclados a los muros y son capaces de transmitir las fuerzas laterales a elementos estructurales conectados o al suelo. Cuando se determine la altura no soportada de muros, se pueden considerar pisos y techos como soportes laterales, si se han tomado medidas en la construcción para transmitir las fuerzas laterales al suelo. Los extremos de vigas de piso o vigas que apoyen en muros de mampostería deben asegurarse firmemente a las paredes. Si un soporte lateral de un muro divisorio pende de un cielo raso, piso o techo, la parte superior del muro divisorio debe tener anclaje adecuado para transmitir las fuerzas. Este anclaje puede ser efectuado con anclas metálicas o asegurando la parte superior del muro divisorio a la obra superior. Los cielos rasos suspendidos pueden ser considerados como soporte lateral si cielos y anclajes son capaces de resistir una fuerza horizontal de 200 lb/ft lineales de pared.

El grosor de muros no debe variar entre soportes laterales. Cuando sea necesario cambiar el grueso entre los niveles de piso para satisfacer requisitos mínimos de grosor, el grosor mayor debe llevarse hasta el nivel siguiente de piso. Cuando muros de unidades huecas o muros huecos pegados disminuyan en grosor, debe interponerse una hilada de mampostería sólida entre el muro inferior y el muro más delgado de arriba, o bien, debe utilizarse una construcción o unidades

especiales para transmitir las cargas entre los muros de diferentes grosores.

Cuando dos muros de carga se intersecan y sus hiladas se van alzando juntas, las intersecciones deben unirse teniendo en trabazón por lo menos la mitad de las piezas de la intersección. Cuando las hiladas se levantan por separado, los muros que se intersecan deben endentarse en forma regular con rebajos de un máximo de 8 in. Las conexiones deben tener anclas metálicas con una sección mínima de ¼ × 1½ in, con los extremos doblados hacia arriba de, por lo menos 2 in o, con pernos transversales para formar un anclaje. Dichas anclas deben ser por lo menos de 2 ft de largo y estar espaciadas 4 ft como máximo.

(J. H. Matthys, *Masonry Designers' Guide*, The Masonry Society, 2619 Spruce St., Boulder, CO 80302-3808; F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; J. Ambrose, *Simplified Design of Masonry Structures*, Jonh Wiley & Sons, Inc., New York.)

15.13 Bloques de vidrio

Pueden usarse muros de bloques de vidrio para controlar la luz que entra en un edificio y para obtener mejor aislamiento térmico y acústico que con vidrio plano ordinario. Estas piezas son huecas, de 3⅞ in de espesor por 6, 8 o 12 in por lado (la altura y la longitud real es de ¼ in menos para permitir dimensionar en forma modular.) Las caras de las piezas pueden cortarse en prismas para dirigir la luz o tratar al bloque para que la difunda.

Los bloques de vidrio pueden utilizarse en muros sin carga o para llenar aberturas en éstos. Tales bloques deben tener un espesor mínimo de 3 ½ in en las juntas. Además, las superficies de ellos deben tratarse para permitir juntas satisfactorias con el mortero.

En muros exteriores, los paneles de bloque de vidrio no deben exceder un área sin apoyo mayor de 144 ft^2. No deben tener más de 25 ft de largo ni más de 20 ft de altura entre apoyos.

Para muros interiores, los paneles sin soporte de bloque de vidrio no deben rebasar un área de 250 ft^2, ni la longitud ni la altura deben exceder de 25 ft.

Los paneles exteriores se sujetan a los lados de las aberturas del muro para resistir las presiones internas y externas del viento. Los paneles se ajustan en ranuras en las mochetas (o jambas) para obtener una superficie de apoyo de por lo menos 1 in de ancho a lo largo de las orillas. Cuando hay paneles de más de 10 ft de largo, deben sujetarse en la parte superior. (Algunos códigos de construcción permiten anclar paneles pequeños en edificios de poca altura con tiras metálicas perforadas a prueba de corrosión.) Los costados y la parte superior se dejan libres de mortero y se llenan con un material elástico para permitir dilataciones.

Las uniones de mortero se hacen de ¼ a ⅜ in de espesor. Se coloca acero de refuerzo en las juntas horizontales de mortero a intervalos verticales de 2 ft o menos y deben extenderse al largo total de las juntas. Cuando es necesario hacer empalmes, el refuerzo debe traslaparse 6 in como mínimo. El refuerzo consiste en dos alambres de acero galvanizado, paralelos longitudinalmente, de calibre Núm. 9 o más, espaciados 2 in y tener soldados entre sí alambres del Núm. 14, o de calibre más grueso, en forma transversal a intervalos hasta de 8 in.

15.14 Muros de cortinas

En la construcción con armadura de esqueleto, los muros exteriores deben cargar únicamente su propio peso. Su principal función es resguardar al edificio del viento y la intemperie; de ahí el nombre del muro de cortina. Los muros sin carga pueden apoyarse sobre la armadura estructural del edificio o sus partes que sobresalgan, o en estructuras suplementarias (largueros, por ejemplo) que a su vez están apoyadas en la armadura estructural, o en los pisos.

Los muros de cortina no necesitan ser más gruesos que lo requerido para cumplir con su función principal. Muchos edificios industriales están confinados solamente con metal de calibre ligero, pero, en ciertos tipos de edificios vecinos a otros y en ciertos tipos de estructuras, la resistencia al fuego es una característica importante. Las especificaciones de resistencia al fuego, en los códigos locales de construcción, muchas veces controlan la selección del espesor y el tipo de material que se usará en los muros de cortina.

En muchos tipos de edificios es conveniente colocar un muro exterior con buenas propiedades aislantes. A veces se utiliza un espesor de aire muerto con este fin; otras veces se incorporan materiales aislantes en el muro o se erigen como respaldo.

La superficie exterior de un muro de cortina debe ser un material durable, capaz de durar tanto como el edificio. El mantenimiento debe ser mínimo; el costo inicial no es tan importante como el costo anual (amortización del costo inicial más los costos anuales de mantenimiento y reparación).

Los **muros de madera** se utilizan en edificios de uno y dos pisos, por lo común con armazones de madera. La estructura puede revestirse en sus costados exteriores con yeso, madera cepillada o contrachapada y luego se aplica un acabado, o pueden combinarse en una sola unidad el forro y el revestimiento. El acabado exterior puede ser de tejas de madera, costaneras, medios tablones o de hojas de madera contrachapada.

Costaneras rebajadas o tablas de forro —tablas machihembradas— no se consideran un buen acabado para estructuras permanentes. Las **costaneras traslapadas** o **duelas** son mejores. Éstas son tablas achaflanadas, más delgadas en un extremo que en otro y que se clavan sobre el forro y el papel de construcción. Por regla general, las tablas angostas se traslapan 1 in; las anchas, más de 2 in. Normalmente las duelas se instalan con los bordes horizontales.

Los **medios tablones** pueden usarse para formar un armazón estructural de elementos macizos horizontales, verticales y diagonales, utilizando ladrillo para rellenar los espacios interiores. A veces se imita este tipo de construcción clavando tablas en un patrón similar a un armazón ordinario forrado, y rellenando con estuco los espacios entre las tablas.

La **madera contrachapada** para forros debe tener calidad para exteriores, pegadas las capas con cola impermeable permanente. La pared de cortina puede ser de una sola capa de madera contrachapada o de un módulo del cual forma parte éste. Además, la madera contrachapada puede laminarse a otro material, como a un metal de calibre ligero, para darle rigidez.

El **repellado o estuco** es un acabado para muros exteriores que se aplica como yeso. Se hace de arena, cemento portland, cal y agua. Se aplican dos capas a la mampostería, tres a los listones de metal. El listón debe estar perfectamente galvanizado, pesar 3.4 lb/ yd^2, cuando los apoyos están a 16 in de centro a centro y, por lo menos, 2.5 lb con costillaje muy cercanas entre sí. Como primera mano, se usa por lo común una mezcla de una parte de cemento portland, una parte de la masilla de cal y 5 o 6 partes de arena. La segunda mano puede basarse en cal o cemento portland. Cuando se usa cal, la mezcla puede ser de 1 parte de masilla de cal viva o hidratada, y 3 partes de arena por volumen. Para usar cemento, la mezcla puede ser de 1 parte de cemento portland por 3 de arena, y masilla de cal equivalente del 15 a 25% del volumen del cemento. La capa final puede tener las mismas proporciones que la segunda mano. Ésta puede aplicarse tan pronto se ha endurecido la primera mano, generalmente de 7 a 10 días. Antes de aplicar la capa final, es aconsejable esperar varios meses para que el edificio se asiente y las capas de base se encojan.

Las **costaneras de metal** pueden utilizarse como paredes de cortina con material aislante, o sin él, como respaldo. Deben tomarse precauciones para evitar que el agua penetre entre las hojas. Con hojas acanaladas, se usan traslapes de aproximadamente 4 in para hacer empalmes horizontales; las verticales deben traslaparse alrededor de 1 ½ ondulaciones del corrugado. Las hojas delgadas pueden instalarse en bastidores como si fueran vidrios de ventana y los empalmes pueden cubrirse con listones. Las orillas de las hojas metálicas pueden embridarse para asegurarlas y mantener el viento y la lluvia fuera. En todos los casos deben preverse las expansiones y contracciones debidas a las variaciones en temperatura.

Contrastando con las costaneras, en que un solo material puede formar una pared, a veces se usa metal o vidrio en las fachadas, con un material aislante como respaldo, seguido de un elemento resistente al fuego y luego de un acabado interior. El vidrio generalmente es entintado y se sujeta en un marco ligero del mismo modo que los vidrios de ventana. Los paneles de metal pueden sujetarse de manera similar en armazones ligeros, asegurados a los parteluces o a otros elementos secundarios de la estructura, anclados a ménsulas en cada nivel de piso, o conectados a la armadura estructural del edificio. Los paneles pueden ser tan pequeños y ligeros que una sola persona los puede cargar, o hasta de uno o dos pisos de altura prefabricados con ventanas. Se toman precauciones para preveer las dilataciones y contracciones y evitar la penetración de humedad por las juntas. El botaguas y otros detalles se disponen de tal modo que, si penetra agua en la fachada, drene hacia el exterior.

Los paneles de cortina también pueden prefabricarse con un alma aislante emparedada entre una fachada y un respaldo, ambas ligeras y delgadas. Dichos paneles pueden asegurarse de la misma

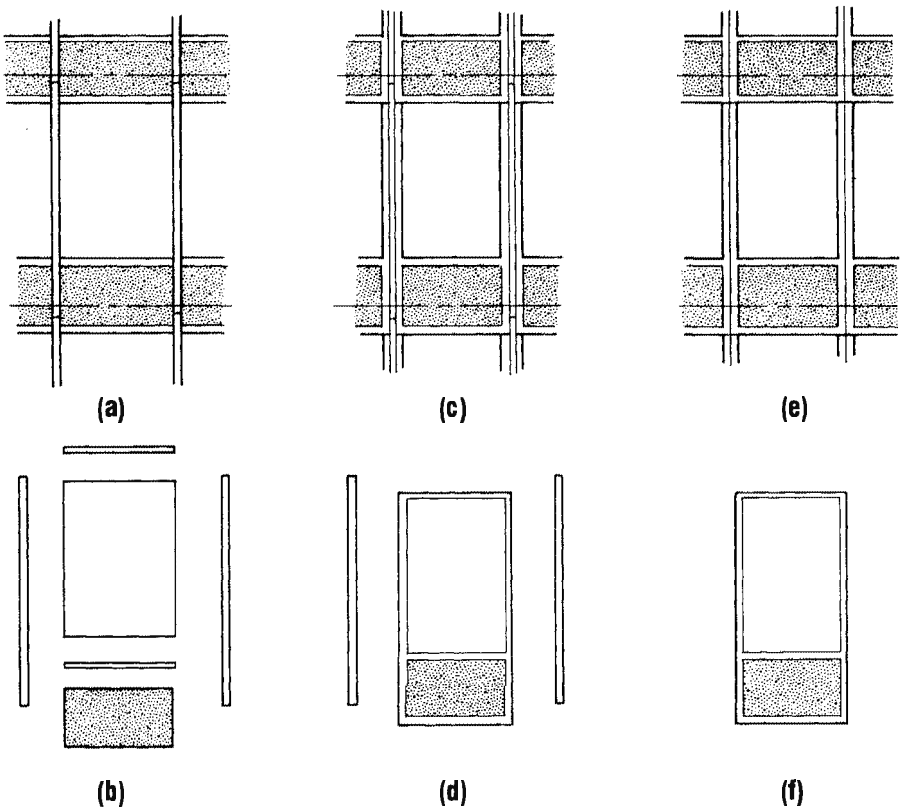


Figura 15.11 Muros de cortina metálica. (*a*) Sistemas de bastón que se instalan pieza por pieza como se muestra en (*b*). Sistemas de montantes y paneles (*c*) con tableros colocados entre verticales. (*d*) Los sistemas de paneles (*e*) vienen ensamblados de fábrica (*f*).

manera que las fachadas de metal o vidrio, y tomarse las mismas precauciones en cuanto a contracciones, expansiones y penetración de agua.

Los **muros de cortina de metal** pueden hacerse a la medida o ser tipo comercial o industrial. Las paredes hechas a la medida se diseñan para un proyecto específico, generalmente para edificios de varios pisos. Los muros de tipo comercial se construyen de partes estandarizadas por sus fabricantes. Los de tipo industrial comprenden hojas metálicas nervadas, acanaladas o preformadas de otra manera, en dimensiones existentes, con bastidores estándar de metal y aislamiento.

Los muros metálicos de cortina pueden clasificarse de acuerdo con el método empleado para su instalación en la obra:

Sistemas de bastón (Fig. 15.11*a*). Muros instalados pieza por pieza. Cada elemento principal del armazón, con sus ventanas y paneles, se montan en su lugar por separado (Fig. 15.11*b*). Este sistema requiere mayor cantidad de partes y de uniones en obra que otros tipos, y no es muy usado.

Sistemas de montante y paneles (Fig. 15.11*c*). Son muros en los que los elementos verticales de apoyo (montantes) se colocan primero y luego las piezas de muro, usualmente con sus ventanas (por regla general sin vidriar), se colocan entre ellos (Fig. 15.11*d*). Muchas veces se ponen tiras de cubierta para tapar las uniones verticales entre piezas.

Sistemas de paneles (Fig. 15.11 *e*). Son muros compuestos de piezas armadas en fábrica (generalmente sin vidriar) y se instalan conectándolas a anclas sobre el armazón del edificio y entre sí (Fig. 15.11*f*). Las unidades pueden tener uno o dos pisos de altura. Este sistema tiene un número menor que los otros de piezas y uniones hechas en obra.

Cuando se emplean montantes, se acostumbra tener en cuenta los movimientos horizontales del muro en los montantes, y, en edificios de varios pisos

los movimientos verticales en cada piso, o en pisos alternos cuando se usan componentes de dos pisos de altura. Los medios comunes para atender a los movimientos horizontales incluyen el uso de montantes divididos, de fuelle o de listones, y de empaques estructurales elásticos. Para permitir los movimientos verticales, los montantes se dividen con juntas corredizas telescópicas. Cuando no se emplean montantes y los paneles de muro se conectan entre sí a lo largo de sus bordes verticales, la conexión generalmente se realiza mediante bridas profundas. Con tornillos colocados a varias pulgadas de la cara del muro, la flexibilidad de las bridas permite el movimiento. Los orificios ovalados son medios seguros para absorber los movimientos de los muros.

(W. F. Koppes, *Metal Curtain Wall Specifications Manual*, National Association of Architectural Metal Manufactures, 221 N. LaSalle St., Chicago, Il. 60601; *Curtain Wall Handbook*, U. S. Gypsum Co., Chicago Il, 60606; F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th ed., y J. H. Callender, *Time Savers Standards for Architectural Design Data McGraw-Hill Publishing Company, New York.*)

15.15 Muros divisorios

Éstos son muros de un piso o menos de altura que se usan para subdividir el espacio interior de los edificios. Pueden ser o no ser muros de carga.

Los muros divisorios de carga pueden construirse de mampostería o madera, o de pies o montantes derechos metálicos de calibre ligero. La mampostería o los pies o montantes derechos pueden revestirse con yeso, tablarroca, madera contrachapada, tablas de madera, plástico o de otros materiales que cumplan con los requerimientos funcionales y arquitectónicos.

Los muros divisorios que no soportan carga pueden colocarse en forma permanente o temporal (movible), para que se cambien fácilmente cuando se desee. Dentro del tipo temporal se incluyen las divisiones plegadizas; en vista de que la principal función es dividir espacio, el tipo de construcción y los materiales usados pueden variar mucho. Los muros divisorios pueden ser opacos o transparentes; de persiana, huecos o sólidos; pueden extenderse desde el piso hasta el techo o parcialmente, o servir además como gabinetes o como clóset o para emplazar tubería y conductos para cables. La resistencia al fuego a veces dictamina el tipo de construcción. El tratamiento acústico puede variar desde acabados acústicos en las superficies hasta el uso de paredes dobles separadas completamente por aire o un material aislante.

Los muros divisorios plegadizos son, en cierto sentido, puertas grandes. Pueden operarse manual o eléctricamente, según su tamaño y peso. Pueden ser de madera, metal de calibre delgado o de tela sintética montada en un armazón ligero y plegadizo. Debe contarse con los medios para armarlos y soportarlos de manera similar a los usados para puertas plegadizas grandes (sección 15.18).

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

15.16 Ventanas

Algunos códigos de construcción especifican que las áreas de vidrio deben ser por lo menos 10% del área del piso de cada habitación, aunque para muchos tipos de locales se considera conveniente contar con áreas de vidrio mayores a 20%. Las ventanas pueden ser continuas y localizarse lo más alto posible, para aumentar la longitud de penetración de la luz. Un ventanal continuo, o una ventana grande en una habitación distribuye mejor la luz que las ventanas angostas separadas. Como las ventanas también se usan para proporcionar ventilación, el diseñador a veces tiene que conjugar la localización, los tamaños y la disposición de las ventanas para obtener mejor iluminación o mejor ventilación.

Los bastidores y marcos para ventanas en general se hacen de madera o metal; los requisitos contra incendio de los códigos de construcción usualmente especifican el empleo de metal.

El pino blanco, dulce o ponderosa, el pinabete, la secoya, el cedro y el ciprés, se usan para las partes expuestas de las ventanas de madera, debido a su resistencia al agrietamiento y la combadura. Debe emplearse una madera relativamente dura para los largueros dentro de los que se deslizan las ventanas de guillotina. Las partes interiores de las ventanas de madera usualmente se hacen del mismo material que las chambranas.

Los componentes de una ventana típica se muestra en la figura 15.12. Algunos términos usados comúnmente son:

Bastidor ■ Un solo ensamble de largueros y rieles que forman un marco para sujetar vidrio, con

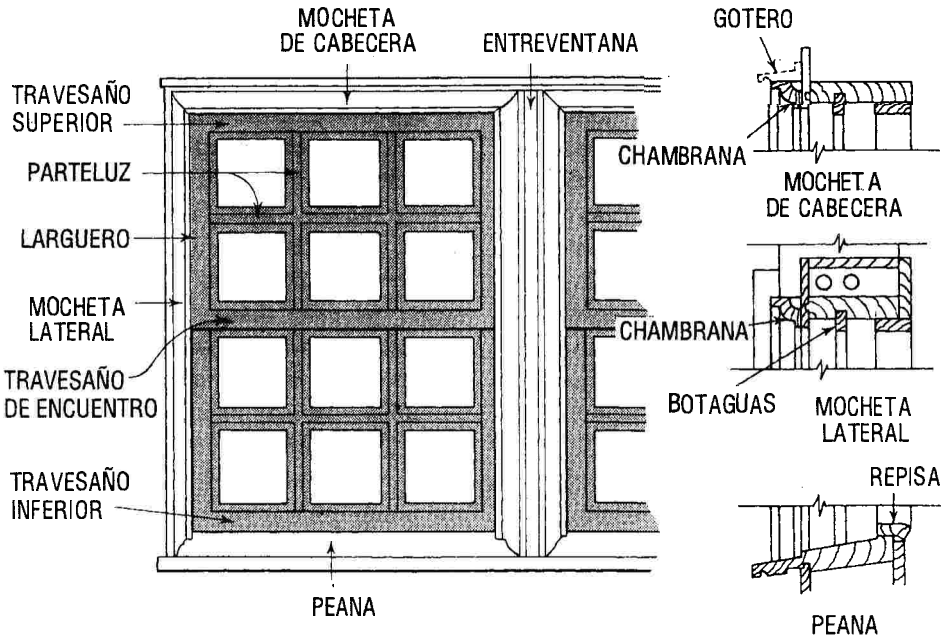


Figura 15.12 Componentes de una ventana.

o sin manguetes divisorios. Pueden suministrarse con vidrio o sin él.

Ventana ■ El bastidor y el vidrio que llenan una abertura.

Largueros ■ Piezas verticales de los bordes de un bastidor.

Travesaños ■ Elementos horizontales o transversales de un bastidor.

Travesaños de tope ■ Travesaños de encuentro más anchos que la ventana para llenar la abertura entre el bastidor superior y el inferior, hechos con la tira de tope o divisoria en el marco. Usualmente se biselan y se ranuran.

Manguete ■ Elemento que se extiende a lo alto o a lo ancho de la abertura en que se va a colocar vidrio.

Parteluz ■ Barra corta y ligera.

Marco ■ Partes de madera maquinadas y ensambladas para formar un armazón y soporte para una ventana.

Mocheta ■ Parte de un marco que rodea y hace contacto con la ventana que soporta. Las mochetas laterales forman los costados verticales; la mocheta de cabecera, la parte superior. Una mocheta rebajada tiene una ranura rectangular a lo largo de sus bordes para recibir a una ventana.

Peana ■ Parte inferior horizontal de un marco.

Repisa ■ Parte de la peana en el interior del edificio.

Larguero para polea ■ Mocheta lateral en la cual se instala una polea y a lo largo de la cual se desliza el bastidor.

Chambrana ■ Molduras de varios anchos y espesores utilizados para montar los contramarcos en las aberturas de las ventanas.

Botaguas ■ Moldura colocada en la parte superior de la chambrana de cabecera del marco de ventana para dirigir el agua hacia afuera.

Tope ciego ■ Tira delgada de madera maquinada para ajustarse en el borde exterior vertical del

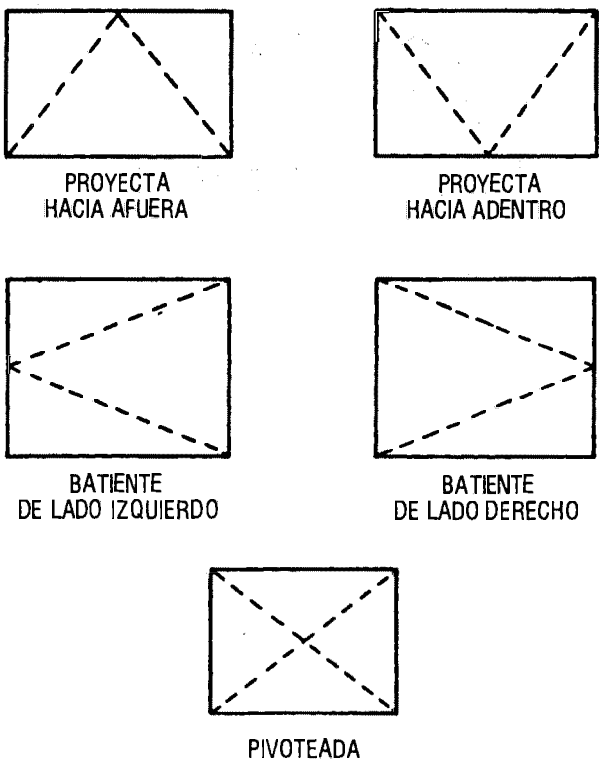


Figura 15.13 Símbolos para los tipos comunes de ventanas (vistas desde el exterior).

larguero para polea o mocheta y mantener el bastidor en su lugar.

Tope divisorio ■ Delgada tira de madera metida en la mocheta del marco de una ventana para separar la hoja.

Friso ■ Ranura rectangular cortada a través de la veta de un miembro del armazón.

Calzada de mocheta ■ Pequeña tira de madera, cepillada por los cuatro cantos o con una lengüeta en un costado, que, aplicada al canto interior de una mocheta, aumenta su ancho para usarla en paredes más gruesas.

Las ventanas de acero, en general, se hacen con acero de lingote, laminado en caliente, de grado estructural. Las dimensiones en Estados Unidos son de acuerdo con las especificaciones del Steel Window Institute. También hay tipos similares de ventanas hechas de aluminio, pero conforme a las especificaciones de la Aluminum Window Manufacturers Association.

Hay muchos tipos de ventanas disponibles (véanse los símbolos de la Fig. 15.13). Entre los tipos más comunes se encuentran:

Las **ventanas pivoteadas** (Fig. 15.14*a*) son de tipo industrial que se usan donde no se requiere un cierre muy ajustado. Las ventilas se pivotean aproximadamente 2 in arriba del centro. La parte superior gira hacia adentro. Pueden operarse mecánicamente en grupos.

Las **ventanas salientes** (Fig. 15.14*b*) son similares a las ventanas pivoteadas, excepto que el pivote se encuentra en la parte superior o inferior. Las ventanas salientes comerciales se usan en instalaciones comerciales o industriales en donde el costo inicial es de primordial consideración. La abertura máxima es de unos 35°. Las ventanas salientes arquitectónicas son de calidad mediana, y se usan para edificios comerciales, industriales e instituciones. Las ventanas salientes tipo intermedio son de alta calidad, usadas para escuelas, hospitales, edificios comerciales y muchas otras estructuras. Las ventanas para sótanos y servicios en general son de tipo salientes, que se abren hacia adentro, con el pivote en la parte inferior. Además, las ventanas de seguridad diseñadas para uso en hospitales psiquiátricos y para reclusión, generalmente tienen el pivote en la parte inferior.

Las **ventanas de guillotina** (Fig. 15.14*c*) se componen de un par de hojas verticales deslizables. Se emplean en todo tipo de edificios. Usualmente, las hojas se balancean para permitir un movimiento fácil, con contrapesos o con otros artefactos en las mochetas. También hay ventanas que se deslizan en forma horizontal.

Las **ventanas batientes** (Fig. 15.14*d*) consisten en un par de hojas pivoteadas verticalmente, y en general abren hacia afuera. Con operadores giratorios o de palanca se mantienen las ventilas en la posición deseada hasta la abertura total. Las **ventanas tipo intermedio de combinación** vienen con ventanas batientes arriba de ventilas que abren hacia adentro.

Las **ventanas de cuadro** son de hoja fija, algunas veces con piezas para ventilación.

Las **contraventanas** sirven para reducir las pérdidas de calor. Son, efectivamente, segundas ventanas que se instalan afuera de las ventanas principales. El objetivo es crear un espacio de aire

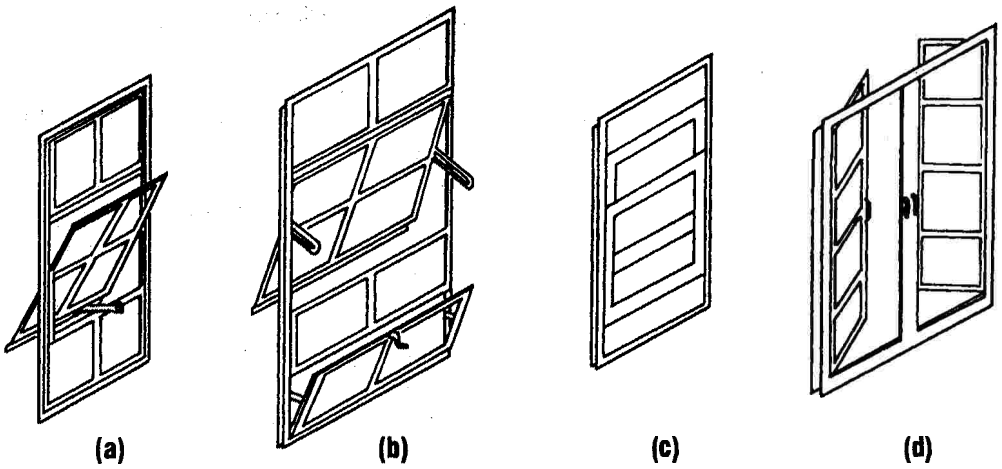


Figura 15.14 Tipos de ventanas: (*a*) pivoteada; (*b*) saliente; (*c*) de guillotina; (*d*) batiente (de dos hojas).

muerto, el cual ofrece buen aislamiento térmico, sin que disminuya la visibilidad apreciablemente.

Las ventanas pueden suministrarse con o sin mallas. Se obtienen contraventanas con mallas como una sola pieza para ciertos tipos de ventanas, como las de guillotina y de deslizamiento horizontal.

Los **burletes** se usan en las ventanas para reducir las fugas de aire alrededor de las uniones. Se hacen de metal o de un material elástico compresible.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed., J. H. Callender, *Time-Saver Standards for Architectural Design Data*, 6th. ed., McGraw-Hill Publishing Company,, New York.)

15.17 Vidriado

Los vidrios más usados para ventanas son:

Vidrio plano ■ Usado en todo tipo de edificios. Clasificado por normas federales de acuerdo con sus defectos. La clase A se usa donde la apariencia es importante; la clase B, para edificios industriales, habitaciones de bajo costo, sótanos, garajes, etc. Disponible en una sola resistencia, de 3/32 in de espesor, hasta de 40 × 50 in; de doble resistencia, de 1/8 in de espesor, hasta de 60 × 80 in; y en hojas pesadas, de 7/32 in, hasta de 76 × 120 in. Para una mejor apariencia, el uso de resistencia simple y doble se limita a 7 ft^2 de área.

Vidrio flotado ■ Se utiliza en aparadores, ventanas de cuadro y edificios de mejor calidad. Tiene mejor apariencia y no distorsiona la visión. Los grosores varían de 1/8 a 7/8 in.

Vidrio laminado con figuras ■ Tipo de vidrio oscuro.

Vidrio oscuro alambrado ■ Se usa donde se requiere resistencia al fuego o a la rotura.

Vidrio pulido alambrado ■ Más costoso que el vidrio oscuro alambrado. Se utiliza donde se necesita buena visión, como puertas escolares o de instituciones.

También hay muchos vidrios especiales para usos particulares:

Vidrios para absorción de calor, que reducen el calor, el deslumbramiento y un gran porcentaje de rayos ultravioleta que decoloran las telas de color. Muchas veces se utilizan para comodidad y para reducir las cargas de aire acondicionado en donde existen grandes áreas de vidrio con una exposición severa al sol. Debido a los esfuerzos causados por los diferenciales de temperatura y a la dilatación producida por la absorción de calor bajo exposición excesiva solar, tiene que darse especial atención a la condición de los bordes. El vidrio con los bordes cortados limpiamente es muy recomendable, porque los cortes afectan la resistencia del borde, el cual, a su vez, tiene que resistir la expansión del área central. Se debe usar un material elástico para el vidriado.

Los **vidrios corrugados, con y sin alambre, y paneles acanalados de plástico** se utilizan para

motivos decorativos, difundir la luz o como paneles estructurales translúcidos con color.

El **vidrio laminado** consta de dos o más capas de vidrio adheridas entre sí con una o más capas de un plástico transparente; esta característica aumenta su resistencia. Algunos tipos de vidrio laminado también proporcionan cierto grado de seguridad, aislamiento del sonido, absorción de calor y reducción de resplandor. En donde se desee tener color e intimidad, pueden colocarse vidrios de colores opacos a prueba de pérdida de color. Cuando se fractura, el vidrio laminado tiende a adherirse a la capa interior de plástico y, por tanto, a estrellarse en pequeños pedazos, lo cual reduce el peligro de astillas que se dispersen.

El **vidrio a prueba de balas** está hecho de tres o más capas de vidrio laminado bajo calor y presión. El espesor de este vidrio varía de ¾ a 3 in. Los espesores más comunes son: 3/16 in, para resistir el impacto de armas pequeñas de mediano poder; 1½ in a prueba del impacto de armas pequeñas de alto poder, y 2 in para resistir el impacto de rifles y ametralladoras. (Los Underwriters Laboratories indican los materiales que tienen las propiedades requeridas para proporcionar diferentes grados de protección.) Se emplean espesores mayores contra proyectiles capaces de penetrar blindajes. Los usos para el vidrio a prueba de balas incluyen: ventanas para cajeros, casetas para pagadores de bancos, casillas para puentes de peaje, mirillas y muchas aplicaciones industriales y militares. Los plásticos transparentes también se usan como materiales resistentes a balas, y algunos de estos materiales han sido probados por los Underwriters Laboratories (UL). Espesores de 1 ¼ in o más cumplen con las normas de los UL de resistencia para armas pequeñas de mediano poder.

El **vidrio templado** se obtiene mediante un proceso de calentamiento y súbito enfriamiento rápidamente que aumenta mucho la resistencia. Antes de templar, se debe cortar y maquinar. Las puertas de ½ y ¾ in de espesor de vidrio templado, se usan comúnmente en edificios comerciales. Otros usos, con espesores de ⅛ a ⅞ in, incluyen tableros para basquetbol, vitrinas, barandales, hornos de esterilización y ventanas, puertas y espejos en instituciones. Aun cuando el vidrio templado es de 4 ½ a 5 veces más fuerte que el vidrio no templado del mismo espesor, se rompe y, cuando esto sucede, se producen muchos fragmentos pequeños de forma más o menos cúbica.

Los **vidrios entintado y recubiertos** se fabrican en diferentes tipos y para usos variados. Además de decorar, pueden reflejar la luz y el calor, disminuir la transmisión de la luz, dar mayor seguridad, reducir el sonido, disminuir el resplandor y aumentar la intimidad.

Vidrio transparente de espejo es el que parece espejo cuando se mira desde el lado iluminado brillantemente, y es transparente para una persona que ve del lado opuesto más oscuro. Este vidrio de visibilidad en una dirección se fabrica como laminado, plano o flotado, entintado y con calidad de templado.

El **vidrio de plástico para ventanas** se hace de plástico como el acrílico o el policarbonato, y se usa en edificios escolares urbanos y en áreas donde puede esperarse mucho vandalismo. Estos plásticos tienen una resistencia mayor al impacto que el vidrio normal o templado. Se debe dar tolerancia en los marcos y en la instalación para la expansión y la contracción de los plásticos, las cuales pueden ser de alrededor de ocho veces las del vidrio. Nótese también que el módulo de elasticidad (rigidez) de los plásticos es de casi 1/20 de la del vidrio. Los bastidores estándar generalmente acomodan el espesor adicional del plástico y tienen ranuras lo suficientemente profundas.

El **vidrio suspendido** utiliza abrazaderas metálicas adheridas al vidrio plano templado en el borde superior, con apoyos verticales de vidrio en ángulo recto para resistir la presión del viento. Estos soportes verticales, denominados estabilizadores, tienen pulidos sus bordes expuestos. Las uniones entre placas grandes y los estabilizadores se sellan con un cemento adhesivo. El borde inferior o umbral se mantiene en posición mediante un canal metálico, y está sellado con impermeabilizante elástico. El vidrio suspendido ofrece mucha mayor libertad en el uso del vidrio y elimina prácticamente las barreras visuales.

El **vidrio doble sellado en fábrica** es una unidad de vidrio aislante compuesta de dos placas de vidrio separadas por un espacio de aire deshidratado. Este tipo también se fabrica con tres placas de vidrio con dos espacios de aire, que produce aislamiento adicional contra el flujo de calor o la transmisión del sonido. La pérdida de calor o su ganancia puede reducirse sustancialmente con este vidrio aislante, permitiendo el uso de ventanas más grandes y brindando comodidad interior adicional. En general, se usa vidrio absorbente de calor para el exterior y vidrio transparente plano o flotado para el interior.

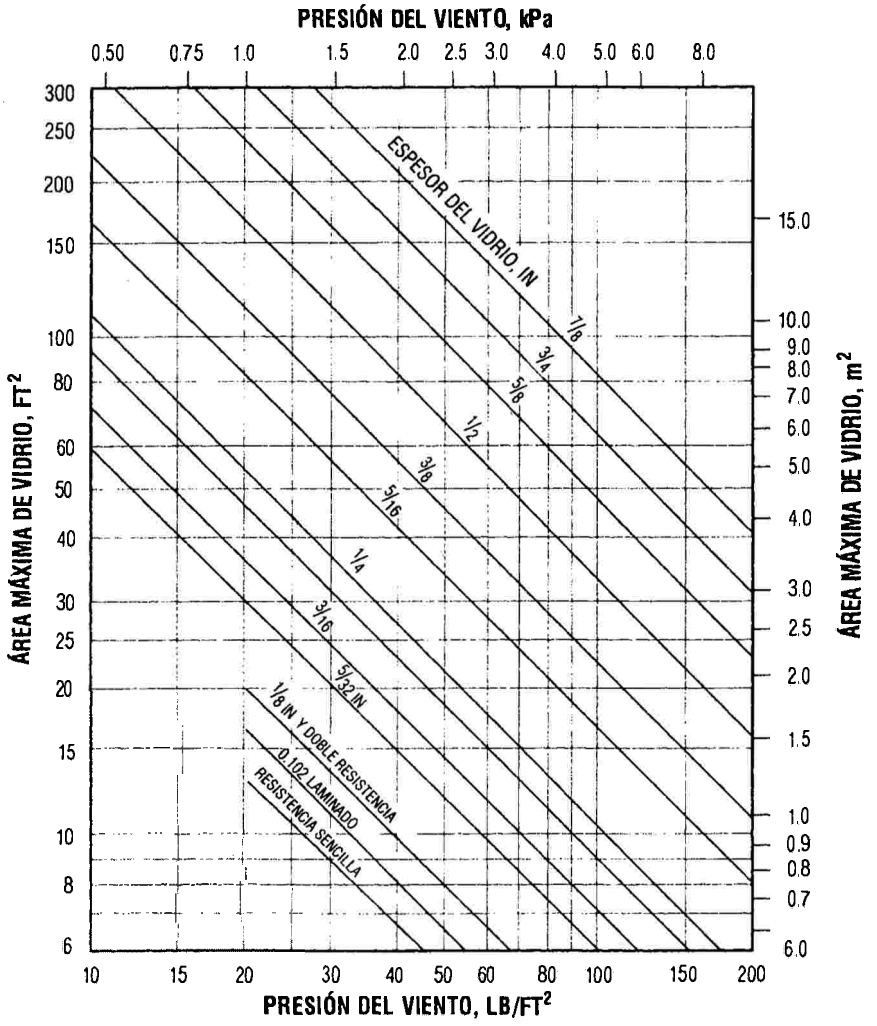


Figura 15.15 La gráfica de cargas de viento indica el área máxima de vidrio para diferentes espesores nominales de hoja o vidrio flotado que resistan presiones específicas de viento, con un factor de diseño de 2.5. La gráfica está basada en vidrios firmemente colocados en sus cuatro bordes y una relación no mayor de 5:1 entre su longitud y ancho.

Vidrio especial ■ La especificación gubernamental Z-97 de Estados Unidos, adoptada por muchos estados de la Unión Americana, requiere que las puertas de entrada y accesorias sean vidriadas con material templado, laminado o plástico.

Espesor de vidrio para resistir el viento ■ La figura 15.15 puede usarse para determinar el espesor nominal de vidrio plano, flotado o en hoja para un área dada de vidrio, o el área máxima para un espesor dado que soporte una presión especificada de viento. Basada en el espesor mínimo permitido por la Especificación Federal DD-G-451c, la gráfica para carga de viento provee un factor de seguridad de 2.5. Se usa para hojas rectangulares con los cuatro bordes sellados en una ranura rígida a prueba de intemperie. La flexión de un soporte de vidrio no debe exceder $\frac{1}{175}$ de su extensión.

Por ejemplo, determine el espesor de un cristal de 108 x 120 in (90 ft^2) de vidrio plano pulido que va a soportar una carga de viento de 20 lb/ft^2. Ya que las ordenadas de 20 lb/ft^2 y 90 ft^2 se intersecan en la línea de espesor de vidrio de $\frac{3}{8}$ in, se utiliza un espesor de $\frac{3}{8}$ in.

Los factores de corrección en la tabla 15.5 también permiten que se utilice la figura 15.15 para

TABLA 15.5 Resistencia relativa del vidrio a presiones de viento

Producto	Factor*
Vidrio plano, flotado en hoja	1.0
Vidrio plano rolado	1.0
Vidrio acabado con chorro de arena	2.5
Vidrio laminado†	1.33
Vidrio doble sellado:‡	
2 hojas	0.60
3 hojas	0.40
Vidrio templado con calor	0.5
Vidrio totalmente templado	0.25
Alambrado	2.0

*Consulte la figura 15.15 con el producto de la carga del viento en lb/ft^2 multiplicado por el factor.

†A temperaturas de 70°F o más, con dos cristales de igual grosor laminados a vinilo de 0.015 in. A 0°F, el factor se aproxima a 1.

‡Para el espesor, use el de la hoja más delgada, no el espesor total.

determinar el espesor de ciertos tipos de productos de vidrio. En la tabla, sin embargo, no se deja tolerancia alguna con objeto de tomar en cuenta el efecto debilitante de perforaciones, melladuras, ranuras, rayas, abrasión o salpicadura de soldadura.

El espesor apropiado para productos fabricados en vidrio se obtiene multiplicando la carga del viento, en lb/ft^2, por el factor dado en la tabla 15.5. La intersección de la línea vertical trazada con la carga ajustada, y la línea horizontal que parte del área de vidrio indican el espesor mínimo recomendado del vidrio.

Productos para fijar vidrios ■ El vidrio suele sostenerse en posición en un bastidor mediante mastique, compuesto para fijar vidrios, hule, tiras de plásticos, grapas de metal (con los bastidores metálicos) o con puntillas para fijar vidrios (con bastidores de madera). Los compuestos comúnmente usados incluyen los basados en aceite vegetal (tipo que forma capa), aceite vegetal con hule o mezclas de aceites no secantes (polibuteno), tipos con aceites no secantes, los cuales pueden aplicarse con pistola o cuchillo, hule de butilo o poliisobutileno, que se aplica como una tira pegajosa; hule de polisulfuro, aplicado con pistola; neopreno, aplicado con pistola o como juntas preformadas; cloruro de vinilo y copolímeros, aplicados como juntas prefabricadas. Es conveniente fijar los vidrios con esos productos, porque proporcionan una superficie de apoyo lisa para el vidrio, eliminan el traqueteo y los espacios vacíos donde puede acumularse la humedad. Primero se coloca una capa delgada de mástique o compuesto para fijar en la ranura del bastidor, luego se presiona el vidrio en esta cama, después se pone más mástique en la cara del bastidor y, finalmente, se elimina el exceso de mástique.

Empaques ■ Pueden emplearse empaques estructurales preformados como alternativa en los bastidores. Los empaques se extruyen en tiras de materiales ahulados o plásticos, se moldean a la forma del perímetro de la ventana y se instalan contra el vidrio y el marco de la ventana. El empaque puede ajustarse a una ranura o, a una sección transversal en forma de H, y puede sostener al vidrio y a una aleta metálica continua en el marco. Una tira continua de enclavado del mismo material que el empaque se ajusta a presión en un lado del empaque para trabarlo.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed., y J. H. Callender, *Time-Saver Standards for Architectural Design Data*, McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

15.18 Puertas

La selección de una puerta depende de más factores que sólo su función como barrera para impedir el paso, contra el clima, corrientes de aire, ruido, fuego y humo. El costo, el efecto psicológico, la resistencia al fuego, la armonía arquitectónica y algunas consideraciones ornamentales son únicamente algunos factores que hay que tomar en cuenta.

Flujo de tráfico y seguridad ■ Se deben dar las dimensiones a la abertura para que cumpla su función primaria de entrada o salida de un edificio o de sus espacios interiores; las puertas deben diseñarse con las medidas y tener la capacidad de operarse para evitar o permitir dicho paso, según lo requieran los ocupantes del edificio. Además, las aberturas deben tener las dimensiones adecuadas para servir de salidas de emergencia. En todos los casos, el tráfico debe fluir libremente por las aberturas.

Con objeto de cumplir estas necesidades, las puertas deben seleccionarse para el uso al que van

a ser destinadas y colocarse adecuadamente para obtener una máxima eficacia. Además, deben estar equipadas con la cerrajería adecuada para el uso.

Seguridad. Las puertas de salida y las que conducen a pasillos de salida, se diseñan y colocan para que se reconozcan claramente como tales y tengan acceso fácil en todo momento. Una puerta de un cuarto a una salida o a un pasillo de salida debe ser de tipo batiente, e instalarse para abrirse en la dirección de flujo hacia la salida.

Limitaciones de códigos sobre dimensiones de puertas. Para asegurar un flujo de tráfico uniforme y seguro, los códigos de construcción generalmente imponen límites máximos y mínimos sobre las dimensiones de las puertas. Las restricciones típicas son las siguientes:

Ninguna hoja de una puerta de salida puede medir menos de 32 in de ancho (28 in para edificios existentes) ni más de 48 in de ancho.

El ancho nominal mínimo de una abertura debe ser, por lo menos, de:

36 in para puertas sencillas de corredor o de salida

32 in para cada par de puertas de corredor o de salida con montante central

48 in para un par de puertas sin montante central

32 in para las puertas de los cuartos ocupables o habitables

44 in para las puertas usadas por pacientes encamados y puertas sencillas usadas por pacientes en edificios como hospitales, sanatorios y asilos

32 in para puertas de sanitarios

Las mochetas, los topes y el espesor de la puerta cuando está abierta no deben restringir la abertura.

La abertura nominal de abertura para puertas de corredor y de salida debe ser de 6 ft 8 in, por lo menos. Las mochetas, topes, umbrales y cerramientos no deben reducir la abertura libre a menos de 6 ft 6 in.

Ancho de abertura determinada por la capacidad requerida. El ancho de una abertura usada como salida es una medida del flujo de tráfico que dicha abertura debe permitir. Las capacidades de las salidas y los accesos generalmente se dan en múltiplos de 22 in de ancho, y el número de personas por unidad de ancho está determinado por el tipo de local. Entonces, el número de unidades de ancho de salida para una puerta se encuentra al dividir el ancho libre de la misma, cuando está abierta, entre 22. Las fracciones de una unidad de ancho menores de 12 in no se deben acreditar a la capacidad de la puerta. Sin embargo, si se añaden 12 in o más a un múltiplo de 22 in, puede acreditarse media unidad de ancho. Los códigos locales de construcción enumeran las capacidades en personas por unidad de ancho que pueden calcularse para varios tipos de locales.

Cada piso de un edificio debe estar provisto de instalaciones de salida de acuerdo con su carga de ocupantes. El número de éstos para los cuales hay que proveer instalaciones de salida, se determina por el número real de ocupantes para el cual está diseñado el espacio, o dividiendo el área neta de piso entre el área neta, por persona, especificado en el código local de construcción.

Puertas contra fuego y humo ■ Los códigos de construcción especifican puertas resistentes al fuego en lugares críticos, para evitar el paso de fuego. Se especifica que dichas puertas tengan una clasificación mínima de resistencia al fuego, y usualmente se conocen como puertas contra incendio. Los códigos también pueden especificar las puertas que en otras zonas críticas sean capaces de impedir el paso del humo. Dichas puertas, conocidas como puertas contra humos, no necesitan estar clasificadas contra fuego.

La protección contra fuego de una abertura en un muro o una pared divisoria depende del marco de la puerta y su herraje, así como de la puerta. Todos estos componentes deben estar "etiquetados" o "catalogados" como aceptables para su aplicación específica. Téngase en cuenta que las puertas contra incendio se prueban como un conjunto de estos elementos y, por tanto, sólo se especifican conjuntos aprobados.

Todas las puertas contra incendio deben cerrarse solas o automáticamente cuando ocurre un incendio. Además, deben asegurarse por sí solas, para que permanezcan cerradas. No debe usarse herraje de tipo empujar o tirar. Las puertas de salida, para lugares de reunión de más de 100 personas, normalmente deben equiparse con herraje de salida de emergencia (contra pánico) capaces de soltar el pestillo de la puerta cuando se aplica una presión de 15 lb, o menos, en dirección de la salida. No debe permitirse que material combustible, como alfom-

TABLA 15.6 Clasificación típica requerida contra el fuego en puertas

Uso de la puerta	Clasificación, horas*
Puertas en barreras contra fuego de 3 a 4 horas	3†
Puertas en barreras contra fuego de 2 a 1½ horas	1½
Puertas en barreras contra fuego de 1 hora	¾
Puertas en muros exteriores	
Sujetas a fuego intenso desde el exterior del edificio	¾
Sujetas a fuego moderado o ligero desde el exterior del edificio	⅓
Puertas a escaleras y pasillos de salida	1½
Puertas en corredores de 1 hora	⅓
Otras puertas en corredores	0‡
Puertas contra humo	⅓§

*Puertas de bisagra de cierre automático. Normalmente deben permanecer cerradas.
†Debe instalarse una puerta a cada lado del muro.
‡Deben ser puertas no combustibles o puertas de madera con núcleo sólido de 1 ¾ in. Algunos códigos no requieren puertas de cierre automático en hospitales, sanatorios, guarderías e instituciones análogas.
§Pueden ser de metal, recubiertas de metal o de madera con núcleo sólido de 1 ¾ in (1⅜ in en edificios con menos de tres niveles), con paneles de 600 in^2 o más, de cristal alambrado transparente en cada puerta.

brado inflamable, pase por debajo de las puertas contra incendio.

Los conjuntos de puertas contra incendio se clasifican en horas, de acuerdo con su capacidad para soportar una prueba estándar de fuego, como la especificada en la norma ASTM E152. En EU, pueden identificarse como productos aprobados mediante pruebas por una etiqueta UL, proporcionada por los Underwriters Laboratories, Inc.; por un símbolo FM autorizado por la Factory Mutual Research Corp.; o por una etiqueta de autoaprobación, proporcionada por el fabricante (no es aceptada por la National Fire Protection Association y algunos códigos oficiales).

TABLA 15.7 Dimensiones máximas de aberturas en barreras contra incendio

Protección de lugares adyacentes	Área máxima, ft^2	Dimensión máxima, ft
Sin rociadores	120*	12†
Rociadores a ambos lados	150*	15*
Rociadores en todo el edificio	Sin límites*	Sin límites*

*Pero no más del 25% de la longitud del muro o 56 ft^2 por puerta si la protección contra incendio sirve como salida horizontal.
†Pero no más del 25% de la longitud del muro.
Fuente: Basado en el New York City Building Code.

Las aberturas en muros y muros divisorios, que requieren una clasificación mínima de resistencia al fuego, deben tener protecciones con su clasificación correspondiente de resistencia contra fuego. Los requerimientos típicos se enumeran en la tabla 15.6.

En esta tabla también aparecen los requisitos típicos para la resistencia al fuego de puertas a escaleras y pasillos, puertas de corredores y puertas a prueba de humo.

Además, algunos códigos limitan el tamaño de las aberturas en barreras contra incendios. Las áreas máximas típicas, las dimensiones máximas y el porcentaje máximo de longitud de pared, ocupado por aberturas, se dan en la tabla 15.7.

Las puertas a prueba de humo deben construirse de acuerdo con las indicaciones dadas en la última nota de pie de la tabla 15.6. Las puertas deben cerrar las aberturas por completo, con sólo la cantidad de espacio libre necesario para su operación adecuada.

[*Standard for Fire Doors and Windows*, NFPA No. 80; Life Safety Code, NFPA No. 101; *Fire Test of Door Assemblies*, NFPA No. 252, National Fire Protection Association, 1 Batterymarch Park, Quincy, MA02269.

Fire Tests of Door Assemblies, Standard UL 10(b); *Fire Door Frames*, Standard UL 63; *Building Materials List* (anual, con suplementos bimestrales), Underwriters Laboratories, Inc., 33 Pfingsten Road, Northbrook, IL 60062.

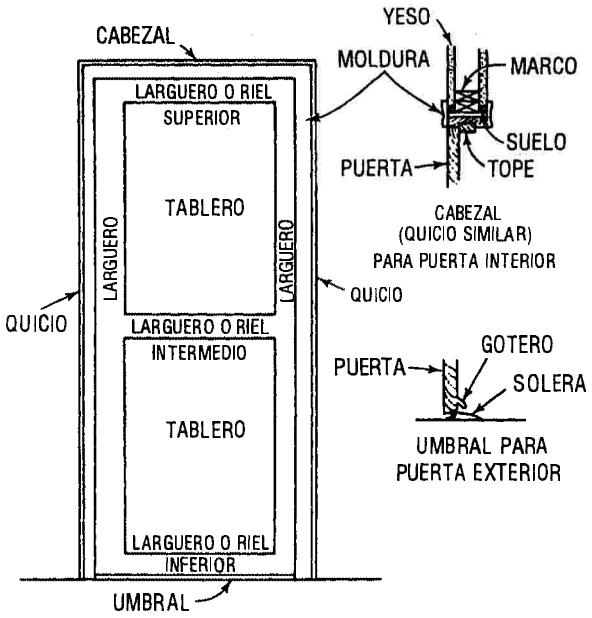


Figura 15.16 Componentes de una puerta.

Factory Mutual Approval Guide, Factory Mutual Research Corp., 1151 Boston-Providence Turnpike, Norwood, MA 02062.]

Puertas comunes ■ Las puertas se cuelgan de bisagras o articulaciones que permiten la rotación alrededor de un eje vertical en un borde. La puerta está abisagrada para cerrar contra el marco. Éste consiste en dos montantes verticales, o quicios, y un elemento horizontal, el cabezal (Fig. 15.16). Las *puertas de acción simple* se pueden abatir 90° o más en una dirección; las *puertas de doble acción* se pueden abatir 90° o más en cada una de las dos direcciones.

Para evitar corrientes de aire y el paso de la luz, el quicio contra el cual se abate la puerta tiene una proyección que se extiende a lo largo de la altura total, y contra el cual la puerta se cierra. La proyección puede ser parte del marco, o formarse con un tope asegurado sobre la superficie del marco, o ligeramente metida. Tratándose de puertas de acción sencilla, el quicio opuesto también está provisto de un tope, contra el cual se cierra la puerta.

Los marcos para puertas batientes o de vaivén generalmente se sujetan a elementos de construcción llamados contramarcos. Las juntas entre el marco y el muro se cubren con molduras o chambranas. En la construcción metálica, la moldura muchas veces está integrada con el marco y está diseñada para agarrar los contramarcos. El umbral, en la parte inferior de la puerta, forma una división entre el piso acabado por un lado y el del piso del otro lado.

El umbral para puertas exteriores en general sirve de escalón, ya que la abertura de la puerta usualmente se levanta sobre el nivel para evitar que penetre la lluvia. La parte superior del umbral tiene una pendiente para drenar el agua hacia el exterior. Una sección levantada o solera adicional sirve de barrera extra al agua. Un burlete con la forma de una tira de metal enganchado puede fijarse en la parte inferior de la puerta. Cuando se cierra la puerta, el burlete se enlaza en la solera para evitar el paso de agua y reducir las fugas de aire.

En la selección de una puerta de vaivén, se requiere considerar el quicio al cual la puerta será abisagrada y la dirección en la cual se ha de abatir para abrirse. Esta relación se llama *mano* de la puerta. La mano y el herraje para las puertas batientes se analizan después de esta sección.

Las **puertas de deslizamiento horizontal** ruedan sobre rieles inferiores o superiores y se deslizan en guías en el borde opuesto. Algunas puertas se pliegan o se doblan como un acordeón para ocupar menos espacio cuando se abren. Debe proporcionarse un alojamiento o bolsa en los muros de uno o de los dos lados para recibir las puertas rígidas; con las puertas plegadizas o de tipo acordeón, la bolsa es opcional.

Las **puertas de deslizamiento vertical** pueden elevarse en forma vertical y luego girar hacia adentro, o pueden pivotear hacia afuera para formar un pabellón. Algunas veces la puerta puede ser de dos secciones, una se eleva y la otra se baja. En general, todas tienen un contrapeso con el fin de facilitar su operación. Para protección contra la intemperie, la puerta superior entra en el muro de arriba o la parte superior de la puerta se extiende un poco por encima de la base de la pared en el interior. De la misma manera, los lados de las puertas entran en los muros o se traslapan y se sujetan con firmeza contra el interior. Además, el piso terminado está levantado ligeramente sobre el firme del exterior.

Las **puertas giratorias** se seleccionan por lo común para entradas que conducen un flujo continuo de tráfico más o menos constante. Ofrecen la ventaja de mantener un intercambio relativo de aire del exterior y del interior cuando se comparan con otros tipos de puertas. Por regla general se usan en combinación con puertas de bisagras, debido a la imposibilidad de manejar grandes grupos de personas en poco tiempo. Las puertas giratorias constan de cuatro hojas que giran alrededor de un eje vertical, dentro de un recinto cilíndrico con una abertura de 4 a 5 ft de ancho.

Puertas especiales ■ Las puertas grandes, usadas para hangares, garajes y aberturas de grúas, o para subdividir gimnasios y auditorios, a menudo tienen que diseñarse individualmente, con especial atención a sus soportes y medios de control. Los fabricantes clasifican dichas puertas, que se destinan a usos especiales, en deslizantes horizontales, dislizantes verticales, batientes y de bisagra superior u horizontal.

Las **puertas extensibles (o telescópicas)**, del tipo deslizante horizontal, se utilizan para hangares de aeroplanos. Normalmente, constan de 6 a 20 hojas y se abren por la parte central. Cuando se abren, las puertas se acoplan en huecos que se encuentran en los extremos de la abertura. Se operan mediante motores eléctricos que se instalan en los huecos y que mueven una cadena sinfín asegurada en la parte superior de las hojas centrales.

Las **puertas plegadizas** se utilizan para subdividir gimnasios, auditorios y cafeterías y para hangares con aberturas muy grandes. Este tipo de puertas se construye con una serie de hojas articuladas por pares. Las hojas se pliegan hacia afuera al abrir la puerta, y cuando se cierra, se aseguran con montantes automáticos plegables. Los motores que operan estas puertas, en general se instalan en montantes adyacentes al centro de las aberturas. Los montantes se conectan mediante cables a los extremos de la abertura y, cuando se va a abrir la puerta, los montantes se jalan hacia los extremos, arrastrando las hojas. La principal ventaja que tienen sobre los tipos extensibles es que únicamente se requieren dos canales de guía.

Las **puertas de deslizamiento vertical** presentan ventajas cuando hay una abertura con espacios arriba y abajo, dentro de los cuales pueden moverse las hojas de la puerta. Por regla general las puertas tienen contrapesos, aun cuando se operen mediante motores.

Las **puertas grandes con bisagra** se utilizan cuando no hay suficiente espacio alrededor de las aberturas para puertas deslizantes. Se usan comúnmente en estaciones de bomberos, donde es esencial disponer del ancho total del edificio, y en entradas de ferrocarril, en donde las puertas están interconectadas con el sistema de señales. Como variantes usuales están las de una sola hoja (una hoja maciza con bisagra vertical en una jamba), de dos hojas (bisagra en ambas jambas), doble (bisagra en una jamba y otra entre los dobleces y las hojas), y cuádruple (bisagra en ambas jambas y dentro de cada pareja de dobleces). Al tener más pliegues, se requiere menos tiempo para abrir las puertas y un radio más pequeño para la batiente.

Las **puertas horizontales de bisagra** se utilizan para entradas de carriles de grúa. A veces se instalan puertas deslizantes horizontales debajo de las puertas de las grúas, con el fin de aumentar la abertura. Cuando es así, las grúas superiores se instalan en la parte de abajo de la puerta de la grúa, de modo que las puertas deslizantes tienen que abrirse antes que la puerta con bisagra.

Las **puertas de protección contra radiaciones** se utilizan como una barrera contra las radiaciones peligrosas y partículas atómicas en las aberturas de acceso a celdas "calientes", y otros lugares donde se manejan isótopos radiactivos, así como a cámaras de radiación de maquinaria de rayos X de alta energía o aceleradores. Usualmente, las puertas deben proteger no sólo al personal sino también a los instrumentos que son aún más sensibles a las radiaciones que las personas. Las puertas de protección son más anchas y más pesadas que las puertas ordinarias, debido a que su densidad es un factor importante como barrera contra la radiación. Estas

puertas especiales están hechas de placas de acero, acero forrado de plomo o concreto. Con objeto de reducir el espesor, las puertas de concreto pueden ser fabricadas de concreto semipesado (240 lb/ft^3) o pesados (300 lb/ft^3), muchas veces agregando mineral de hierro. En general, se operan por medios hidráulicos o con motores eléctricos.

Los tipos comunes de puertas de protección pueden ser de bisagras, de tapón o traslapadas. El tipo de bisagra es similar a una puerta de caja de caudales de banco. El tipo de tapón queda a ras con las paredes cuando se cierran; pueden rodar sobre guías montadas en el suelo o colgar de rieles. Las puertas traslapadas, montadas sobre la superficie, también pueden rodar o colgar de rieles. Además, a veces se utilizan puertas de izado vertical.

Materiales para construcción de puertas ■ Las puertas se contruyen de una gran variedad de materiales. La madera se utiliza en diferentes formas. Las puertas de mejor clase se hacen con tableros colocados en un marco de construcción a ras. Las puertas de tableros constan de paneles de madera sólida o contrachapada, sujetas por rieles y largueros (Fig. 15.16). Las juntas permiten la dilatación y contracción de la madera según los cambios atmosféricos. Si los rieles y los largueros se hacen de una sola pieza de madera, se dice que la puerta de tableros es sólida. Cuando se emplean maderas duras o de mejor calidad, generalmente se usan chapas; los rieles y largueros se hacen con centros de madera suave colocados entre las chapas deseadas. Pueden emplearse vidrio templado o plástico en lugar de madera en los tableros. Las puertas a ras también pueden ser sólidas o de chapa o de centro hueco.

Las puertas metálicas se contruyen por lo regular de una de las siguientes tres maneras: fundida como una sola unidad o con piezas separadas para marcos y tableros; de marco metálico recubierto con una hoja metálica, o de hoja metálica sobre un centro de madera o de otro tipo de material aislante. Las puertas metálicas más pesadas con bisagra se pivotean arriba y abajo. Las puertas cubiertas de metal pueden obtenerse con una gran variedad de núcleos resistentes al fuego. Una **puerta Kalamein** tiene un núcleo de madera (la madera no arde mientras la cubierta metálica evite que penetre oxígeno).

Las puertas pueden hacerse total o parcialmente transparentes o translúcidas. Los cristales pueden ser de vidrio templado o plástico. Cuando son totalmente de vidrio, las puertas se pivotean arriba y abajo, ya que por su peso mayor es difícil apoyarlas con bisagras.

Las puertas deslizantes de tipo acordeón constan de tiras de madera o de marcos ligeros de acero recubiertos con textiles. También es frecuente emplear revestimientos de plástico.

Lado o mano de las puertas ■ Las puertas de bisagra se llaman de lado izquierdo si, cuando se miran desde afuera, tienen la bisagra en el extremo izquierdo y se abren hacia adentro; son del lado izquierdo inverso si están abisagradas en el extremo izquierdo y se abren hacia afuera. De la misma manera, las hay del lado derecho y del lado derecho inverso, respectivamente, si se abren de adentro hacia afuera cuando están abisagradas al extremo de la mano derecha. Ya que algunas bisagras también tienen lado o mano, el tipo de puerta puede determinar el tipo de bisagra (Fig. 15.17).

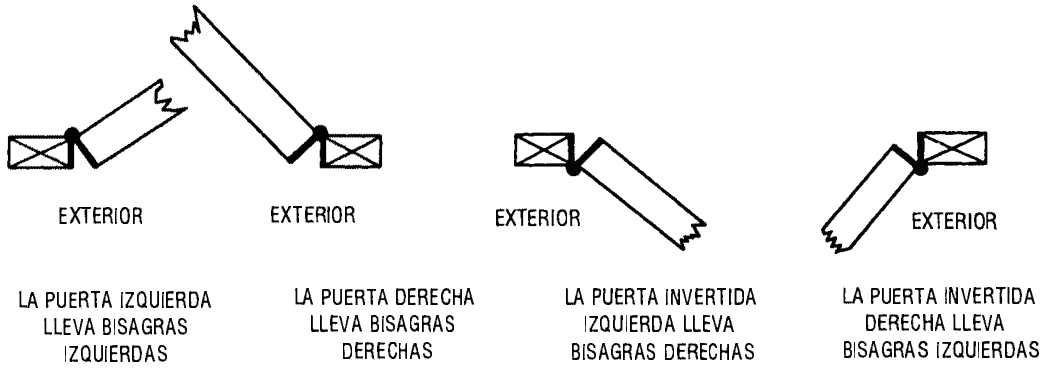


Figura 15.17 La dirección en que abren sirve para clasificar las puertas.

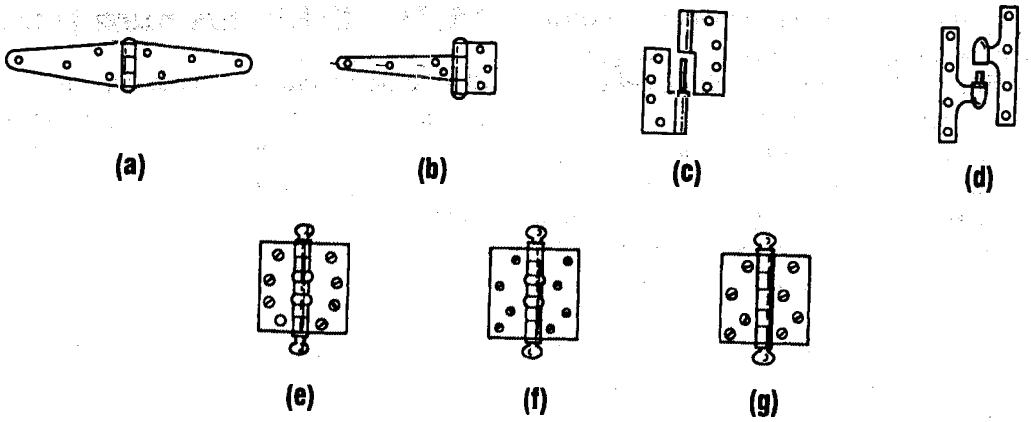


Figura 15.18 Bisagras típicas: (*a*) bisagra de solera pesada; (*b*) bisagra "T" pesada; (*c*) bisagra de junta suelta; (*d*) bisagra de rótula tipo olivo; (*e*) bisagra de cojinete de plantilla; (*f*) bisagra de cojinete sin plantilla; (*g*) bisagra de cojinete sencillo o sin plantilla.

Herrajes para puertas ■ El término **bisagra** a menudo se refiere a un tipo de tira alargada (Fig. 15.18*a* y *b*). Se monta en la superficie de una puerta y consta de dos placas unidas por un perno que pasa a través de las articulaciones donde las placas se embonan.

La longitud de las placas debe acortarse cuando el dispositivo se va a montar en el canto de una puerta. Las hojas sostienen solamente la porción cercana al perno, o el tope de la bisagra (Fig. 15.18*c* a *g*). De esta manera, las bisagras que se aplican al canto de una puerta se conocen como **topes** o **bisagras de tope**.

Las bisagras a tope generalmente se colocan en cajas en el canto de la puerta. El número de topes requeridos por puerta depende del tamaño y del peso de la puerta y de las condiciones de uso. Por regla general se usan dos topes en puertas hasta de 68 in de altura, y tres topes en puertas de 68 a 90 in de altura. Para determinar si los topes deben ser de dos o cuatro apoyos, debe tomarse en cuenta el peso de la puerta y el uso a que se destinará. Cuando los topes son del tipo que pueden montarse en puertas del lado derecho y del lado izquierdo, sólo la mitad de las unidades de apoyo disponibles absorben la carga vertical. Esto debe considerarse al seleccionar las bisagras de tope.

La bisagra superior debe asegurarse con la parte de arriba aproximadamente a 5 in debajo de la ranura del cabezal. La bisagra de abajo se coloca con su parte inferior a 10 in del piso acabado. Puede instalarse una tercera bisagra en medio de las otras dos.

Las bisagras de cojinetes (Fig. 15.18*c* y *f*) o bisagras con cojinetes de Oilite se usan en puertas que requieren operación silenciosa o están sujetas a uso pesado, o que están equipadas con un cerrador de puertas. Los cojinetes sencillos (Fig. 15.18*g*) se usan normalmente para puertas residenciales.

El herraje de plantilla, fabricado con tolerancias muy ajustadas, se fija a los contramarcos metálicos y a las puertas con tornillos para máquina. En las bisagras, los agujeros que están perforados con la ayuda de una plantilla forman un patrón de media luna (Fig. 15.18c y *e*). Cuando las perforaciones están a tresbolillo, las bisagras no son de plantilla (Fig. 15.18*f* y *g*).

Los topes y las bisagras pueden tener pernos móviles o fijos. Los pernos móviles simplifican la instalación de las puertas. Los pernos fijos se colocan en forma permanente en la bisagra, en el momento de su fabricación; de esta manera, una puerta cerrada no puede abrirse sacando los pernos y separando las placas de las bisagras. Sin embargo, para este fin también hay pernos móviles que no pueden sacarse después de la instalación de la puerta. Hay un tipo especial de perno móvil que no tiene la desventaja de los pernos móviles ordinarios de tender a subirse con los movimientos repetidos de la puerta.

Para mantener cerradas las puertas, se utilizan cerraduras o picaportes. Las **cerraduras (chapas) o picaportes de caja** se aseguran sobre la superficie de la puerta. Las que se colocan en cajas en el canto de la puerta se llaman **cerraduras o picaportes embutidos**. Los picaportes tienen cerrojos bise-

lados, que se deslizan automáticamente cuando se cierra la puerta. En general, se operan con perillas o palancas. Al especificar una cerradura, debe indicarse el lado o mano de la puerta.

Cuando el cerrojo es de forma rectangular y se mueve hacia adentro o afuera mediante una palanca, con el pulgar o con una llave, el cerrojo se llama **cerrojo muerto** y, la cerradura, **cerradura muerta.** La unidad compuesta del picaporte y cerrojo muerto es una cerradura.

Las **cerraduras unitarias** son conjuntos completos que pueden instalarse en una ranura estándar. Las cerraduras para barreno también son conjuntos completos, pero se instalan en perforaciones circulares. Según la disposición de los taladros, las cerraduras para barreno pueden ser tubulares o cilíndricas.

Las **cerraduras tubulares** tienen una caja tubular horizontal perpendicular al canto de la puerta. Se necesita otro agujero pequeño en ángulo recto con respecto al primer agujero, con objeto de acomodar el cilindro de la cerradura.

Las **cerraduras de cilindro** necesitan un orificio relativamente grande y perpendicular a la cara de la puerta para el cilindro. El cerrojo pasa por otro agujero pequeño perpendicular al canto de la puerta.

Es necesario elegir un tamaño uniforme de cerradura, siempre que sea práctico, para todo el proyecto. De esta manera pueden usarse cortes estandarizados en todas partes con lo que se reducirán los costos de instalación. Además, si hay necesidad de hacer cambios durante la obra, los cambios de herraje serán sencillos y se evitará el empleo de herrajes especiales.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook,* 5th. ed., J. H. Callender, *Time-Saver Standards for Architectural Design Data* 6th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; *Life Safety Code Handbook,* National Fire Protection Association, 1 Batterymarch Park, Quincy, MA 02269; *Standards for Wood Doors and Frames,* National Woodwork Manufactures Association, 400 W. Madison Ave., Chicago, IL. 60606; *Recommended Standard Details, Steel Doors and Frames,* Steel Door Intitute, 712 Lakewood Center North, 14600 Detroit Ave., Cleveland, Ohio, 44107; *Entrance Manual,* National Association of Architectural Metal Manufactures, 600 S. Federal St., Chicago, IL 60605; *Hardware for Labeled Fire Doors,* Door and Hardware Institute, 1815 N. Fort Myer Drive, Arlington, VA. 22209.)

15.19 Cubiertas para techos

El éxito de cualquier techado depende mucho de la cubierta del techo. La estructura del techo debe tener las dimensiones y el espaciado adecuado para evitar cualquier deformación importante de la cubierta y daños subsecuentes al techado. La cubierta debe ser lisa, seca y limpia. Muchas fallas de techados han tenido su origen en la aplicación de cubiertas de techos sobre cubiertas húmedas; las presiones desarrolladas por la humedad atrapada causa ampollas y rotura de los revestimientos.

Los techados pueden ser de tipo de unidad sencilla o múltiple. El tipo de unidad sencilla que incluye este tipo de impermeabilizaciones con base en varias capas de asfalto o brea, productos pulverizados, techados integral y metal de junta plana es adecuada para cubiertas planas, donde el agua puede acumularse antes de continuar lentamente hacia los drenajes. Las cubiertas de unidades múltiples, como tejas, azulejos, pizarras y paneles metálicos de juntas verticales, se usan en cubiertas empinadas, donde el agua circula rápidamente sobre cada unidad expuesta hacia canales y bajadas.

Un techo impermeabilizado consta de capas de fieltro impregnado con asfalto o brea. Éstas forman una pieza sin uniones de material impermeable flexible, hecho a la medida de la cubierta de la azotea y que protege todos los ángulos formados por dicha cubierta y las superficies salientes.

El **bitumen** es un término genérico que se aplica a la brea o al alquitrán de hulla.

El **asfalto** es un subproducto del proceso de refinación del petróleo.

La **brea de alquitrán de hulla** es un subproducto de los alquitranes crudos que se derivan de la coquización del carbón de hulla. Los alquitranes crudos se destilan y producen las breas de alquitrán de hulla. Tienen un punto de fusión más bajo que el asfalto; por tanto, las azoteas inclinadas deben protegerse con una cubierta de escoria o con gravilla. El asfalto puede usarse en pendientes más pronunciadas que en las que se utiliza brea.

Los **fieltros,** hechos de pulpa de madera y trapos o fibras de vidrio, auxilian a los bitúmenes a repeler el agua e impermeabilizan. Se clasifican mediante un número que indica su peso aproximado en libras por cuadrado (100 ft^2). Los fieltros se saturan con bitumen y se adhieren a la cubierta y entre sí con bitumen. En techos que lo permiten, se clavan las dos primeras capas de fieltro. En declives mayores de 2

in en 12 in, en donde es difícil mantener una cubierta de escoria o gravilla, puede usarse fieltro con minerales incrustados en la superficie para la cubierta o capa superior. El peso mínimo de la hoja debe ser de 55 lb por cuadrado. Se obtienen los mejores resultados si las hojas de la cubierta superior se aplican sobre dos fieltros de 15 lb por cuadrado, clavando la primera y cementando la segunda con bitumen.

En los **techados compuestos**, generalmente se usan cinco capas de fieltro sobre cubiertas forradas de metal o madera y cuatro capas sobre una cubierta del concreto colado en obra. Las especificaciones "mínimas" son de una o dos capas menos de fieltro y bitumen.

El techado bituminoso puede aplicarse en caliente o en frío. En los techados aplicados en frío, los materiales bituminosos, a veces combinados con productos químicos como el poliuretano, se adelgazan con disolventes, por ejemplo, querosina para rebajar el asfalto, y tolueno para alquitrán, o pueden emulsionarse con agua. Los fieltros y las telas difieren para el proceso en caliente o en frío. Puesto que, en el proceso en frío, la adherencia tiene lugar por evaporación de los disolventes o del agua de la emulsión, los fieltros deben ser de un tipo que apresure el proceso de secado; por lo tanto, es deseable una trama abierta. Los materiales del proceso en frío se aplican con brocha o pulverizador; el bitumen caliente se aplica con trapeador.

Los materiales para techados asfálticos pueden utilizarse en pendientes hasta de 4 in/ft:

1 in/ft	techado de borde de capas de 19 in; techado compuesto
2 in/ft	techado en rollo con superficie de minerales; tejas de tiras de tope y clavados a escuadra, con dos capas de fieltro debajo
3 in/ft	techado en rollo con superficie de mineral, con clavos expuestos
4 in/ft	tejas hexagonales, individuales, de tope a escuadra con tres lengüetas y tipo candado

Las **tejas asfálticas** se hacen de fieltro recubierto y saturado de asfalto, con una superficie mineral permanente. Las tejas de tira de tope a escuadra están ranuradas en los topes para dar la apariencia de unidades individuales. Hay otras formas, como la hexagonal. Las tejas se instalan sobre una capa inferior de fieltro asfáltico del número 15, asegurado a la cubierta del techo. Una hilada inicial en los aleros debe cementarse al fieltro para evitar goteras a través de las perforaciones de los clavos. La franja inicial puede ser una hilera hacia arriba o, de preferencia, techado en rollo con superficie mineral, de 18 in de ancho en áreas con vientos normales y 36 in en área de vientos fuertes. Las tejas deben clavarse con clavos por lo menos de 1¼ in de longitud en superficies nuevas y de 1¾ in de longitud en reparaciones.

Las **tejas de madera** vienen en dos tipos, aserradas a máquina o partidas a mano. La parte expuesta normal es de 5 in, pero puede variar desde 3½ in hasta 12 in. Las tejas se colocan en hiladas alternadas, sin que coincidan las uniones con las hileras de arriba y abajo, y se empieza, de preferencia, con una triple capa de los aleros.

A la **teja de concreto**, curada bajo humedad y temperatura controladas, se le pueden aplicar colores en toda su superficie o a una de sus superficies expuestas se le puede aplicar material cementante de color con óxidos sintéticos. La teja se puede clasificar como rollo o plano. Las tejas de rollo se fabrican en forma de charola, con o sin bordes de amarre; cubierta, o barril, forma semicircular; forma charola y tapa; y forma de S. La teja plana se suministra como hoja plana o con nervaduras, con bordes de amarre. Para tejas planas y de barril de una pieza, la pendiente de techo debe ser por lo menos de 4 in por ft; para tejas planas, un mínimo de 5 in por ft.

Los **techos de pizarra** pueden ser de tipos comerciales estándares o texturizados (al azar). Las pizarras comerciales se clasifican en la mina; las pizarras texturizadas se entregan a la obra en tamaño al azar. Las pizarras más largas y pesadas se colocan en los aleros, de tamaño medio en el centro, y las más pequeñas en el cono o caballete. La aplicación se empieza con una hilada debajo de los aleros sujeta a un marco, lo cual da pendiente a la primera hilada. Los clavos deben insertarse a nivel con la pizarra.

Las **tejas de arcilla para techado** se obtienen en dos tipos: curvas y planas. Las tejas curvas pueden ser semicirculares, invertidas, de charola y cubiertas o de teja plana. La aplicación es parecida a la de las pizarras.

Techado de metal ■ Los principales metales que se utilizan en los techados son el hierro galvanizado, la chapa de plomo y estaño, el Monel, el aluminio y el cobre. A veces se emplea zinc, plomo,

hierro fundido o acero inoxidable. En todos los casos debe tenerse cuidado de evitar la corrosión, especialmente la que resulta de las condiciones galvánicas. Por ejemplo, un techado de cobre no debe aplicarse directamente sobre una cubierta de madera; el cobre debe aislarse de los clavos de acero para evitar que sea atacado. Los sujetadores usados con una cubierta de metal deben ser de preferencia del mismo material que el techado. Además, deben tomarse en cuenta los efectos de la expansión y contracción.

Los tipos comunes de instalación de techado de metal que permiten movimientos térmicos incluyen juntas enlistonadas, juntas de plegado saliente, juntas planas y metal acanalado. Las juntas enlistonadas y las de plegado saliente constan de tiras angostas con costuras de cierre holgadas que permiten movimientos laterales. La construcción de costura plana consta de pequeñas hojas soldadas en todas las orillas. El movimiento se absorbe por el pandeo en el centro de las hojas pequeñas.

Con excepción de las hojas de metal acanalado, las áreas grandes de techo deben reducirse a pequeñas unidades, y no sujetarse directamente a la cubierta ninguna hoja de metal. Para asegurarlas, se requiere emplear grapas o listones. Los movimientos térmicos se absorben mediante la corrugación de los techados de metal corrugados. Éstos se sujetan con clavos, grapas, soleras, remaches, tornillos de gancho y pernos soldados. Cuando las hojas se sujetan directamente a la estructura del techo, hay que emplear rondanas de plomo o neopreno con los fijadores.

Techos de plástico ■ Éstos pueden aplicarse como recubrimientos de techos en forma liquida, de hoja o rígida. Los *revestimientos elastoméricos*, aplicados en forma fluida, como neopreno y el hypalon, se adaptan a cualquier forma de la superficie y se expanden y contraen con ella. Deben seguirse cuidadosamente las especificaciones de los fabricantes para todas las aplicaciones. Las *hojas plásticas para techado* pueden ser de neopreno, fluoruro de polivinilo, poliisobutileno, membrana EPDM u otros materiales adecuados, solos o en combinaciones; por ejemplo, pueden cementarse a fieltro de asbesto. Se colocan de la misma manera que las hojas normales para techado. El *policloruro de vinilo rígido* se obtienen en paneles planos, acanalados y acostillados. Pueden cortarse en obra con sierras portátiles que usen discos abrasivos de corte.

(*The NRCA Roofing and Waterproofing Manual*, National Roofing Contractors Association, 8600 Bryn Mawr Ave., Chicago, IL 60631-3502; F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 4th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

15.20 Tapajuntas

Todas las superficies que se intersecan en el exterior de un edificio necesitan tapajuntas (también conocidas como botaguas) para evitar que el agua penetre a través de las juntas o de las grietas que puedan formarse. Como es probable que ocurran movimientos térmicos en las intersecciones, los tapajuntas deben ser elásticos o tener una forma que permita el movimiento.

Los tapajuntas bituminosos tienen la capacidad de apretarse a las superficies de construcción. Los tapajuntas de metal requieren protección adicional, como un vierteaguas superior, que se instala arriba y cubre el borde superior del tapajuntas básico. Los tapajuntas de hoja de plástico son particularmente útiles en el sellado de la unión de ventilas y tuberías con cubiertas de techos.

En intersecciones de techos planos y paredes, deben fijarse por lo menos, 6 in de la base del tapajuntas en la cubierta y 8 in en la pared. La contrachapa de escurrimiento debe traslapar al tapajuntas base desde arriba, por lo menos 4 in y debe penetrar, por lo menos, 1½ in en una ranura hecha en la línea de mortero entre la hilada más cercana de ladrillos que se encuentren arriba del tapajuntas base.

En la intersección de paredes y techos empinados deben emplearse tapajuntas escalonados. Con este fin, se doblan las piezas de metal en ángulos rectos y se introduce una brida entre cada unidad de techo que llega a la intersección, y la otra brida se monta en contacto con la pared. Cada unidad de tapajuntas traslapa al que está directamente abajo, por lo menos, 2 in. Las contrachapas de escurrimiento también deben instalarse en escalones.

Se necesitan chaflanes o tapajuntas en caballete entre la chimenea y los techos con declive, con objeto de retirar el agua de la intersección. El caballete es un techo en miniatura, generalmente de metal, con una cima y dos valles, que se fija a un tapajuntas escalonado básico.

También se requieren tapajuntas en algunos lugares de las paredes exteriores; por ejemplo, alrede-

dor de vigas de antepecho, coronamientos, umbrales, a nivel de piso, cordeles, retallos de derrame, cornisas, valles de los techos, gabletes o piñones, aberturas en los techos, y cabezales de ventanas y puertas.

(*The NCRA Roofing and Water Proofing Manual* National Roofing Contractors Association, 8600 Bryn Mawr Ave., Chicago, IL 60 631-3502.)

15.21 Impermeabilización

Los muros de mampostería y concreto construidos adecuadamente, arriba o abajo del nivel del suelo, pueden evitar la entrada de agua en un edificio sin necesidad de recubrimientos protectores o impermeabilizantes integrales. Las humedades o filtraciones a través de los muros de mampostería generalmente ocurren en las uniones y resultan por no llenarlas con mortero y por una deficiente liga entre el mortero y la mampostería. Las filtraciones a través de muros de concreto ocurren por lo común en material poroso o amarres de las paredes, o en intersecciones con otras superficies.

Permeabilidad ■ Es la cualidad o estado de permitir el paso de agua y de vapor de agua en, a través de, y por los poros e intersticios, sin causar roturas ni desplazamientos.

Los términos que se usan en esta sección para describir la permeabilidad de materiales, recubrimientos, elementos estructurales y estructuras, se indican en orden decreciente de permeabilidad:

Permeable ■ Hay rajaduras, hendiduras, filtraciones o agujeros más grandes que poros capilares, que permiten flujo o que haya goteras. El material puede tener, o no, poros capilares.

Resistente el agua ■ Existen poros capilares que permiten el paso del agua y de vapor de agua, pero hay pocas o ninguna abertura más grande que los capilares que permitan filtraciones de importancia.

Repelente al agua ■ Significa que no se "moja" por el agua; por tanto, no es capaz de transmitirla mediante fuerzas capilares únicamente. Sin embargo, el material puede permitir transmisión de agua bajo presión y ser permeable al vapor de agua.

Impermeable ■ No hay ninguna abertura presente que permita el goteo o paso de agua y vapor de agua. El material es impenetrante por el agua y el vapor de agua, se encuentre ésta bajo presión o sin ella.

Estos términos también describen la permeabilidad de un revestimiento o de un tratamiento contra la penetración del agua, y se refieren a la permeabilidad de materiales, elementos estructurales y estructuras, hayan sido éstas o no revestidas o tratadas.

Permeabilidad del concreto y mampostería ■ El concreto contiene muchos vacíos interconectados y poros de diferentes tamaños y formas, la mayor parte de los cuales son de dimensiones capilares. Si hay pocos vacíos de cierto tamaño y no están directamente conectados entre sí, habrá poca o ninguna penetración de agua por filtración y el concreto puede considerarse resistente al agua.

El concreto, en contacto con agua no sometida a presión, la absorbe. La resistencia del concreto a la penetración por agua puede mejorarse si durante su fabricación se añade a la mezcla un aditivo repelente al agua.

El concreto repelente al agua es permeable al vapor de agua. El concreto no se vuelve impermeable (en el sentido amplio del término) al usar un repelente integral al agua. Los repelentes al agua pueden no hacer impermeable al concreto si el agua se encuentra bajo presión.

La mayor parte de la mampostería absorbe agua. Algunas unidades son altamente permeables al agua bajo presión. El mortero que se usa por lo regular en mampostería absorbe agua también, pero contiene pocas aberturas que permitan filtraciones.

Los muros de mampostería pueden presentar filtraciones en las juntas entre el mortero y las piezas. Excepto en muros de hoja sencilla de piezas muy permeables, la filtración en las juntas resulta porque éstas no se rellenan con mortero y por la mala adherencia entre las piezas de mampostería y el mortero. Como en el concreto, el índice de penetración capilar a través de la mampostería es pequeño comparado con el índice de posibles filtraciones.

La penetración capilar de humedad en muros por encima del suelo que resisten filtraciones del agua de lluvia es, por regla general, de menor

importancia. Tal penetración de humedad en estructuras subterráneas bien ventiladas puede ser también de poca importancia si la humedad puede evaporarse fácilmente, pero la penetración capilar continua en interiores subterráneos confinados a menudo incrementa la humedad relativa, disminuye la evaporación, y se produce con ello una humedad no tolerable.

Drenaje para estructuras subterráneas ■ Las estructuras subterráneas localizadas encima del nivel freático, en suelos drenados, pueden estar en contacto con agua y suelo húmedo durante periodos indefinidos, después de lluvias continuas y el deshielo primaveral, pero el drenaje del agua superficial y subterránea reduce en forma considerable el tiempo en que los muros y piso de una estructura estén en contacto con el agua; pueden también prevenir filtraciones a través de aberturas resultantes de una mano de obra defectuosa y reducir la penetración capilar de agua en la estructura. Si el agua subterránea no puede removerse por el drenaje, la estructura debe ser impermeable o altamente resistente al agua.

El agua superficial se desvía dando declive al suelo y alejando de la construcción el escurrimiento de los techos. La pendiente del suelo debe ser, por lo menos, de ¼ in/ft en una distancia mínima de 10 ft desde los muros. El escurrimiento que proviene de terrenos más altos adyacentes a la estructura también debe desviarse.

El drenaje del agua subterránea de sótanos y pisos requiere tubería de tamaño adecuado, con pendiente continua y, si es necesario, conducirla alrededor de las esquinas de la construcción sin interrumpir su continuidad. El drenaje debe conducir a un alcantarillado o a una elevación menor que no se inunde y permita al agua retomar su curso.

La tubería de asbesto o arcilla para drenaje debe tener un diámetro mínimo de 6 in y tenderse sobre grava u otro material poroso, por lo menos 6 in debajo del piso del sótano. Las juntas abiertas entre los tubos deben cubrirse con malla de alambre o papel de construcción, con objeto de prevenir que se obstruya el drenaje con material fino. Por encima de la tubería debe rellenarse la excavación con grava hasta una altura muy arriba de la zapata de cimentación. Si se espera considerable cantidad de agua en suelo duro, el relleno de grava debe extenderse casi hasta el nivel del suelo y a una distancia por lo menos de 12 in desde la pared (Fig. 15.19).

Pisos de concreto sobre el suelo ■ Éstos no deben construirse en lugares de bajo nivel que se encuentren húmedos por el agua freática o que se inunden en forma periódica con agua superficial. El terreno debe tener declive alejándose del piso. El nivel del piso terminado debe estar 6 in por lo menos por encima del suelo. Puede obtenerse protección adicional contra la humedad del suelo y posibles inundaciones de la losa de piso causadas por escurrimientos superficiales, con drenes subterráneos localizados al nivel de las zapatas de cimentación del muro.

Todo el material orgánico y el suelo superficial de baja resistencia debe removerse para preparar la rasante, que debe poseer resistencia uniforme con el fin de prevenir asentamientos diferenciales de la losa de piso. El material de relleno debe apisonarse y compactarse en capas no mayores de 6 in.

Cuando la rasante está bien drenada por el uso de drenajes subterráneos, o sin la ayuda de éstos, las losas de piso de residencias deben aislarse, ya sea por medio de un relleno granular sobre la rasante o usando una losa de concreto de agregado ligero, cubierta con una superficie de desgaste a base de grava o concreto de piedra. El relleno granular, si se

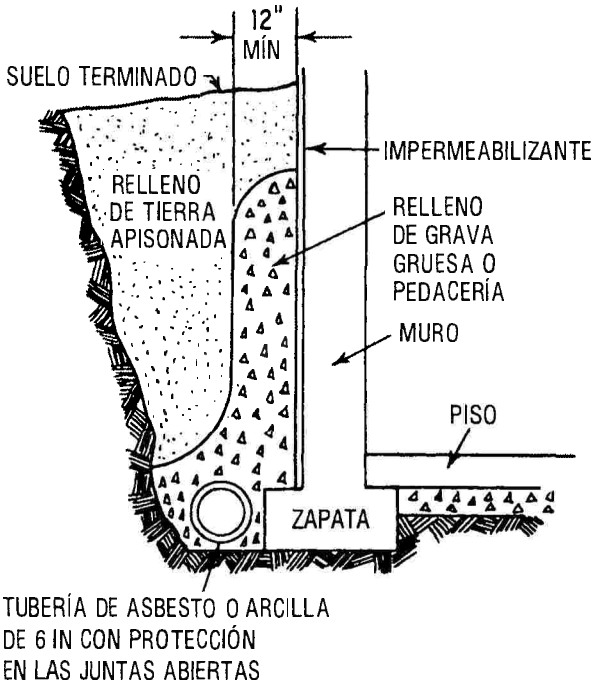


Figura 15.19 Drenaje del muro del sótano con tubería de arcilla a lo largo de la cimentación y relleno de grava.

utiliza, debe tener un espesor mínimo de 5 in y puede consistir en escoria gruesa, grava o piedra triturada, si es posible de 1 in de tamaño mínimo. Una capa de 3, 4 o 6 in de espesor de mampostería hueca se recomienda como aislante en lugar del relleno de grava, ya que proporciona una superficie de apoyo a nivel y lisa.

Cuando se desea obtener una barrera total contra el ascenso de humedad desde el suelo, debe colocarse una membrana doble bituminosa impermeable u otro material impermeable por debajo de la losa y sobre el concreto aislante o el relleno granular. La superficie del concreto de agregado ligero debe alisarse o cepillarse hasta lograr una superficie tersa antes de colocar la membrana. La superficie del relleno granular debe cubrirse con un firme de cemento igualmente terminado. En los casos en que no haya peligro de que el agua alcance la parte inferior de la losa, bajo el piso puede utilizarse una capa simple de impermeabilizante asfáltico para techos de 55 lb, de superficie lisa, o una membrana equivalente de impermeabilización. Las juntas entre las hojas deben traslaparse y sellarse con mástique bituminoso. Se recomienda tener cuidado de no perforar el impermeabilizante durante el vaciado del concreto.

(*A Guide to the Use of Waterproofing, Damp-proofing, Protective and Decorative Barrier Systems for Concrete*, ACI 515.1R, American Concrete Institute.)

Pisos de sótanos ■ Cuando un sótano en suelos drenados va a usarse como habitación o para el almacenaje de artículos susceptibles de ser dañados por la humedad, el suelo debe aislarse y contar con una membrana impermeable como la descrita previamente. En general, el diseño y construcción de tales pisos de sótanos es similar al de pisos sobre el terreno.

Si el paso de la humedad del suelo al sótano no es de importancia, o puede controlarse satisfactoriamente por medio de aire acondicionado o ventilación, es entonces innecesario el uso de la membrana. La losa de concreto debe tener un espesor mínimo de 4 in y no necesita reforzarse; pero debe colocarse sobre una plantilla granular u otro aislante, o sobre un rasante cuidadosamente preparado. El concreto de la losa debe tener una resistencia mínima a la compresión de 2000 psi y puede contener un aditivo repelente al agua.

Un piso de sótano por debajo del nivel freático se encuentra sujeto a presiones hidrostráticas verticales. El piso debe, por lo tanto, construirse suficientemente pesado de forma que contrarreste tal presión.

Un sello apropiado en las juntas sobre un suelo drenado, con material bituminoso entre los muros y el piso del sótano, impide la filtración al sótano. El espacio para la junta se obtiene por medio de tiras biseladas que se remueven cuando el concreto ha fraguado. Después de curar en forma adecuada la losa, ésta y la superficie de la pared deben estar tan secas como sea posible antes que se rellene la junta, con objeto de garantizar una buena adherencia y reducir los efectos de la contracción de la losa en la permeabilidad de la junta.

(*Guide to Joint Sealants for Concrete Structures*, ACI 504R, American Concrete Institute.)

Muros de sótanos de concreto monolítico ■ Éstos deben tener un espesor mínimo de 6 in cuando se requiere aislamiento, como en los casos en que el sótano va a utilizarse como habitación; puede usarse concreto con agregados ligeros como los preparados por calcinación de escoria, arcilla o pizarras que satisfacen los requisitos de la norma ASTM C330. El concreto debe poseer una resistencia mínima a la compresión de 2000 psi.

Para la cimbra del concreto de los muros de sótano se prefieren los tirantes que se desarman internamente a los de alambre trenzado. Los agujeros de entrada para los tirantes deben sellarse con mortero, después de retirar la cimbra. Si se usan alambres trenzados, éstos se recortan a una distancia mínima de 1½ in dentro de la cara del muro, y los agujeros se rellenan con mortero.

La resistencia del muro a la penetración capilar del agua en contacto temporal con su superficie puede aumentarse usando un aditivo repelente. Este aditivo se emplea también en el concreto bajo el terreno, y sobre éste, con el fin de reducir el ascenso capilar de la humedad del suelo hacia los muros de la superestructura.

Cuando se desea lograr que el muro sea resistente al paso de vapor de agua del exterior, e incrementar su resistencia a la penetración capilar del agua, puede tratarse la superficie exterior del muro con un recubrimiento impermeable. La continuidad y la efectividad resultantes de tal recubrimiento dependen de la tersura y regularidad de la superficie del concreto así como de la habilidad y técnica con que se aplique el recubrimiento a la superficie seca del concreto. Algunos de los recubrimientos bitumino-

sos que se utilizan en estos casos se indican a continuación en orden creciente de su resistencia a la penetración de humedad:

Emulsiones asfálticas aplicadas con rociador o cepillo

Compuestos bituminosos rebajados aplicados con rociador o cepillo

Recubrimientos bituminosos con disolvente orgánico aplicados en frío con llana

Asfalto aplicado en caliente o brea de alquitrán mineral, precedido de la aplicación de un sellador adecuado

Las pinturas cementosas aplicadas con brocha, y los recubrimientos de lechada y mortero aplicados con llana, aumentan la resistencia a la humedad del concreto monolítico, de modo especial si tales recubrimientos contienen un repelente al agua. Sin embargo, en suelos que se drenan en forma adecuada, tales recubrimientos no se necesitan a menos que se requiera prevenir la filtración de agua a través de aberturas en el concreto resultantes de la segregación del agregado y mano de obra defectuosa al colar los muros. Los recubrimientos con llana o repellados pueden servir asimismo para nivelar superficies irregulares de paredes, como preparación para la aplicación de un recubrimiento bituminoso. Para más información sobre otros materiales impermeables, véase *A Guide to the Use of Waterproofing, Damproofing, Protective and Decorative Barrier System for Concrete*, ACI 515. 1R, American Concrete Institute.

Muros de mampostería de sótanos ■ Los muros de mampostería resistentes al agua en sótanos deben construirse con materiales durables a fin de prevenir filtraciones y daños por congelamiento, así como otros fenómenos debidos a exposición a la intemperie. El congelamiento es más intenso en la superficie del terreno y puede causar daños estructurales y filtraciones de agua.

El uso de concreto lanzado o repellados de mortero, de ¾ in o más de espesor, que se aplican con llana a la superficie exterior tanto de muros de concreto monolítico como de muros de mampostería, aumenta en forma considerable su resistencia a la penetración de humedad. Tales recubrimientos de yeso cubren y sellan las juntas de construcción y otras juntas vulnerables en los muros contra filtraciones; cuando los recubrimientos se aplican en espesores de 2 in o más, pueden reforzarse con malla de alambre para reducir la aparición de grietas mayores por contracción del material, pero los recubrimientos de yeso no protegen los muros contra filtraciones si éstos se encuentran muy agrietados como resultados de asentamientos diferenciales de la cimentación, o bien, por una excesiva contracción de secado y cambios térmicos. (*Guide to Shotcrete*, ACI 506, American Concrete Institute.)

Se aplican recubrimientos delgados impermeables a la capa de repellado cuando se desea una resistencia a la penetración de vapor de agua. (Véase ACI 515.1R.). La capa de repellado debe encontrarse limpia y seca antes de aplicar la capa bituminosa sobre la superficie de la pared y la parte superior de la zapata.

Membranas impermeables ■ Éstas son barreras impermeables que proporcionan protección contra infiltraciones de agua bajo presión hidrostática y contra vapor de agua. Para resistir la presión hidrostática, la membrana debe ser continua en las paredes y piso del sótano. Debe protegerse contra daños durante la construcción e instalarla personal experimentado bajo supervisión competente. Consiste generalmente en tres o más capas alternadas de asfalto caliente o alquitrán aplicadas con trapeador y tejido de fibra de vidrio tratado o algodón bituminoso saturado o tela de arpillera tejida. El número de pasadas con trapeador excede en uno al de capas.

Los materiales que se usan en el sistema aplicado en caliente deben satisfacer los requisitos de las siguientes normas de la ASTM:

Sellador primario creosotado para brea de alquitrán mineral–D43

Sellador primario para asfalto–D41

Brea de alquitrán mineral–D450 Tipo II

Asfalto–D449 Tipo A

Tejido de algodón saturado bituminoso–D173

Tela de arpillera tejida, saturada de material bituminoso–D1327

Tela de vidrio tratada–D1668

Fieltro orgánico saturado de alquitrán de hulla–D227

Fieltro orgánico saturado de asfalto–D226

El número de capas de fieltro o tejido saturado debe incrementarse según aumente la carga hidrostática sobre la membrana a la que se sujetan. Cinco capas es el número máximo usado comúnmente en la construcción de edificios, pero diez o más capas son recomendables para columnas hidrostáticas de 35 ft o más. El espesor de la membrana que cruce la base del muro no debe ser más grande de lo necesario, con objeto de mantener pequeños los posibles hundimientos de la pared que ocasiona el flujo plástico de los materiales en la membrana.

La membrana debe colocarse capa por capa; las tiras de fieltro o tejido deben colocarse inmediatamente después de que se aplica en caliente el asfalto. El traslape de las capas sobre las demás depende del ancho del rollo y del número de capas. En toda membrana debe haber algo de traslape entre la capa final y la inicial de al menos 2 in. Los traslapes de los extremos deben alternarse por lo menos 24 in, y los traslapes entre rollos sucesivos deben ser por lo menos de 12 in.

Por lo menos una capa de la membrana debe ser de tejido. El peso mínimo del fieltro debe ser de 13 lb/100 ft^2; el tejido, de 10 oz/yd^2. Debe aplicarse aproximadamente 1 galón de sellador por cada 100 ft^2 de muro de la primera aplicación de bitumen. Inmediatamente después que una membrana haya sido terminada, ésta debe protegerse con una capa de 1 in de mortero u otros recubrimientos.

Las opciones para un sistema de membranas aplicadas en caliente son sistemas bituminosos aplicados en frío, membranas aplicadas líquidas y membranas aplicadas en hojas, semejantes a las que se utilizan para techos. Véase también *The NRCA Waterproofing Manual*, National Roofing Manufacturers Association," and ACI 515.1R.

Deben colocarse barreras de agua tipo fuelle en las juntas de expansión de muros de sótano; se fabrican con hojas de cobre de 16 onzas y deben extenderse por lo menos 6 in a cada lado de la junta. Las barreras metálicas tipo fuelle se colocan tanto en juntas de expansión como de contracción, si existe presión hidrostática. La capa protectora de la membrana debe interrumpirse en las juntas de expansión y llenar la línea de la capa protectora.

Muros sobre el terreno ■ El índice de penetración de humedad capilar, en muros por encima del suelo, es bajo y generalmente de menor importancia. Empero, tales muros no deben permitir filtraciones de agua de lluvia a través de aberturas mayores que las de dimensiones capilares.

Los muros de mampostería por encima del suelo, con filtraciones, pueden impermeabilizarse con recubrimientos de pintura que contengan cemento portland, lechadas, estuco o morteros aplicados neumáticamente. Se utilizan también compuestos orgánicos con pigmentos, como las pinturas convencionales si se aplican como un revestimiento continuo; son decorativas pero no tan resistentes al agua, económicas o durables como los revestimientos con cemento. Las filtraciones a través de las juntas en muros de mampostería pueden detenerse rejunteando o lechadeando las juntas. El rejunteado consiste en quitar y reemplazar el mortero de todas las juntas a una profundidad de $\frac{5}{8}$ in. El lechadeado consiste en aplicar una capa delgada de lechada sobre las juntas. La lechada puede componerse de partes iguales por volumen de cemento portland y arena que pase la malla número 30. El rejunteado es más efectivo pero también más costoso.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; *The NRCA Roofing and Waterproofing Manual*, National Roofing Contractor, Association, 8600 Bryn Mawr Ave., Chicago, IL 60631-3502.)

15.22 Escaleras

Los principales componentes de una escalera se describen enseguida y algunos se ilustran en la figura 15.20.

Tramos ■ Serie de escalones que se extienden de piso a piso, o de un piso a un descanso intermedio o plataforma. Los descansos se usan donde se requiere tener vueltas o eliminar subidas prolongadas.

Altura ■ Distancia de piso a piso.

Proyección ■ Longitud total de escalera en un plano horizontal, incluso los descansos.

Peralte ■ Cara vertical de un escalón. Su altura, por regla general, es la distancia vertical entre escalones.

Huellas ■ Superficie horizontal de un escalón. El ancho es la distancia horizontal entre los peraltes.

Nariz ■ Parte de una huella que sobresale más allá del peralte inferior.

Zanca ■ Tablón sin cepillar que apoya los escalones de una escalera de madera.

Largueros ■ Elementos inclinados a lo largo de los lados de una escalera. El larguero situado a lo largo de una pared se llama larguero de pared. Los largueros abiertos son los que tienen un corte que sigue las líneas de los peraltes y las huellas. Los largueros cerrados tienen las partes superior e inferior paralelas, y las huellas y los peraltes están apoyados a lo largo de sus costados o escopleados en ellos. En las escaleras de madera, los largueros se colocan por fuera de la zanca para darle un acabado.

Barandal ■ Barra protectora que se coloca a una distancia conveniente arriba de la escalera para apoyar las manos.

Balaustrada ■ Barandal compuesto de balaustres con un pasamanos encima.

Pasamanos ■ Barra protectora colocada a una distancia conveniente arriba de las escaleras a fin de apoyar las manos.

Balaustres ■ Miembro vertical que sostiene al pasamanos.

Poste de nabo o poste ■ Poste donde termina el barandal en cada nivel de piso.

Poste de ángulo ■ Soporte de barandal en los descansos y otras interrupciones en la escalera. Si un poste angulado sobresale más allá de la parte inferior de los largueros, el detalle ornamental que se forma en la parte inferior del poste se llama caída.

Peldaño radial ■ Escalones con huellas ahusadas encontradas en escaleras con curvas pronunciadas.

Altura de paso ■ La altura mínima libre de una huella a la construcción superior, como la del techo del piso siguiente, o a conductos o tuberías.

Reglas de seguridad ■ Los códigos de construcción restringen las dimensiones de escaleras y también controlan el número de éstas. Este control puede lograrse al restringir la distancia horizontal de cualquier punto en un piso a una escalera, o el área de piso que puede componer una escalera. Además, los códigos en general tienen disposiciones especiales para edificios públicos y la máxima capacidad de una escalera.

Espacio libre vertical. La distancia vertical mínima de la nariz de una huella a una construcción superior nunca debe de ser menor de 6 ft 8 in y, de preferencia, no menor de 7 ft. Pero, en general, una persona de altura promedio debe poder extender una mano hacia adelante y hacia arriba sin encontrar ningún obstáculo. La altura entre descansos no debe exceder los 12 ft.

Ancho de escaleras. Los códigos de construcción especifican por lo común una anchura mínima de escaleras para edificios de diferentes tipos de ocupación. Por ejemplo, 36 in para viviendas que ocupen una o dos familias y 44 in para otros usos. Pero las escaleras deben ser más anchas que estos mínimos, si es necesario, a fin de acomodar al número de personas que las usen en periodos críticos y emergencias. (Véase también *Life Safety Code*, National Fire Protection Association, Quincy, Mass.)

Dimensiones de escalones. La altura más confortable de los peraltes es de 7 a 7½ in. Esta altura nunca debe ser menor de 6 in ni mayor de 8 in. Las huellas deben ser de 11 a 14 in de ancho, excluyendo la nariz o parte volada. Fórmulas simples que se usan generalmente para dar proporción a peraltes y a huellas son:

1. El producto del peralte y la huella debe ser de 70 a 75.
2. El peralte más de la huella debe ser igual a 17 a 17.5.
3. La suma de la huella más dos veces el peralte debe ser entre 24 y 25.5.

Al proyectar las escaleras, debe tomarse en cuenta el hecho de que siempre hay una huella menos que los peraltes por tramo.

Barandales. Las barras llamadas barandales, de por lo menos 42 in de altura, se colocan a lo largo de escaleras y descansos con objeto de evitar que las personas caigan por los bordes. Los barandales se

diseñan para una fuerza horizontal de 50 psi aplicada a 42 in sobre el piso, o para la fuerza transmitida al barandal por el pasamanos que se coloca sobre éste.

Pasamanos. Los de pasamanos, de 1¼ a 2 in de diámetro, se colocan 2 ft 10 in a 3 ft 2 in por arriba de la intersección del peralte y la huella al frente de los escalones. En vueltas de escaleras, los pasamanos interiores de descansos deben ser continuos entre tramos. Escaleras muy anchas deben tener pasamanos intermedios separados no más de 60 in a lo largo de la trayectoria natural de pasada.

Uso de emergencias. En muchos tipos de edificios, las escaleras de salida deben confinarse con muros que tengan una alta resistencia al fuego y con puertas de cierre automático resistentes al fuego, a fin de evitar la propagación de humo y flamas (secciones 15.3 y 15.18). En edificios públicos, donde puede haber más de una torre de incendio, éstas deben quedar tan lejos como sea posible.

Materiales ■ Las escaleras pueden construirse de madera para edificios de armazón de madera, que no sean a prueba de incendio, y casas de uno y dos pisos (Fig. 15.20). Pueden construirse en la obra o en taller.

Las escaleras de placas de acero o perfiles laminados en frío se utilizan en edificios resistentes a incendios. A las hojas se les da la forma de peraltes y subhuellas o charolas, dentro de las cuales puede colocarse alguno de los diferentes tipos de huellas. Éstas pueden ser de piedra, concreto, materiales combinados o metal y por regla general tienen una superficie antiderrapante. Los largueros tienen forma de canal.

Las escaleras de concreto pueden diseñarse como vigas voladizas o vigas y losas inclinadas. Todas las escaleras pueden colocarse en la obra, o pueden colarse losas y vigas T primero, y, después, interconstruir los escalones. Las huellas de concreto deben tener narices de metal para proteger sus bordes.

(F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th, ed., and J. H. Callender, *Time Saver Standards for Architectural Design Data*, 6th McGraw-Hill Publishing Company, New York; *Metal Stairs Manual*, National Association of Architectural Metal Manufacturers, 600 S. Federal St., Chicago, IL 60605; *Life Safety Code Handbook*, National Fire Protection Association, 1 Batterymarch Park, Quincy, MA02269.)

15.23 Escaleras eléctricas

Éstas proporcionan movimiento continuo sin operadores, y se usan donde es necesario mover gran número de personas de piso a piso. Tienen una gran capacidad con un consumo bajo de energía.

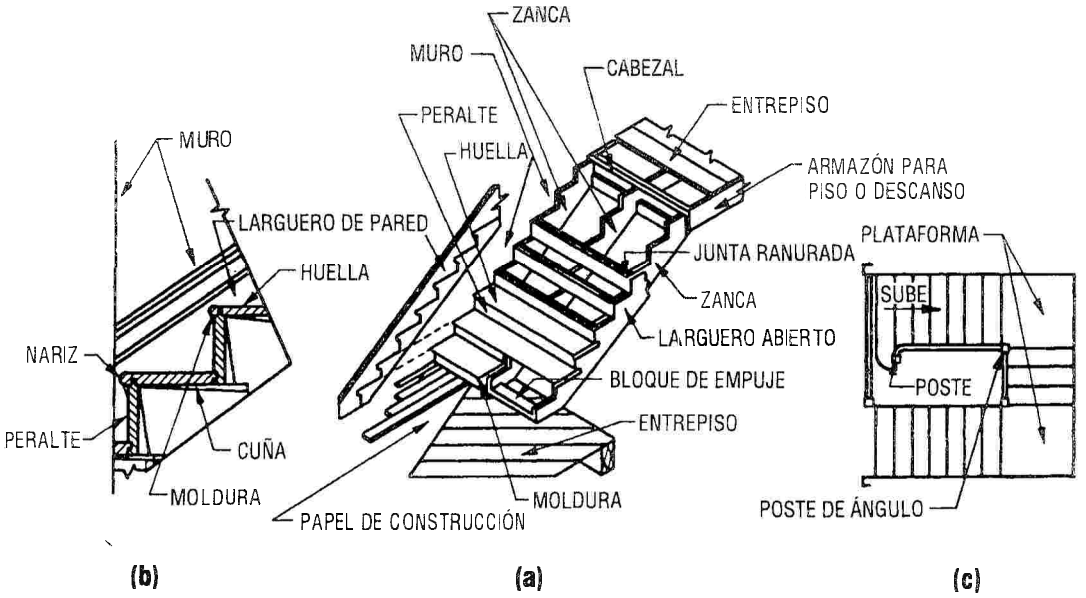


Figura 15.20 Partes típicas de una escalera de madera.

Las grandes tiendas departamentales cuentan con servicios verticales de transportación de una persona por hora cada 20 a 25 ft^2 de área de venta arriba del piso de entrada; las escaleras eléctricas conducen 75 al 90% de tráfico, y los elevadores el resto.

De hecho, una escalera eléctrica es un puente inclinado que conecta dos pisos con una banda sinfín para transportar pasajeros. Los componentes principales son una estructura de acero, barandales y una banda sinfín con escalones. En el extremo superior hay un par de ruedas dentadas movidas por una fuerza motriz y un engranaje de gusano. En el extremo inferior hay un par de ruedas dentadas que hacen juego. Dos cadenas con rodillos de precisión, las cuales se mueven sobre las ruedas dentadas que arrastran la banda sinfín. Los escalones se mueven sobre un juego de guías hechos con mucha precisión y montados en las armaduras. Cada escalón está montado sobre rodillos elásticos.

Normalmente, las escalinatas se mueven de 90 a 120 ft/min y tienen dirección reversible. La inclinación está estandarizada a 30°.

Para una velocidad dada, el ancho de escalón determina la capacidad de las escaleras eléctricas. Los anchos normales son de 32 y 48 in entre pasamanos; con velocidad de 90 ft/min tienen una capacidad de 5000 a 8000 personas por hora. A 120 ft/min, una escalinata de 48 in puede transportar hasta 10 000 personas por hora.

Las escaleras eléctricas generalmente se instalan en pares, una para llevar a las personas hacia arriba y la otra para bajarlas. Las unidades pueden ponerse paralelas en cada piso o en cruz; la última disposición se prefiere para una mejor utilización del espacio. Pueden incorporarse dispositivos de protección contra incendio al tiempo de la instalación de las escaleras.

Se monta un marco estructural alrededor del pozo de la escalera para soportar los pasamanos y el piso. La escalera debe ser independiente de esta estructura.

(*Life Safety Code Handbook*, National Fire Protection Association, Quincy, Mass.; *Safety Code for Elevators, Dumbwaiters, Escalators, and Moving Walls*, A17.1, American National Standards Institute, New York; G. R. Strakosch, *Vertical Transportation: Elevators and Escalators*, and B. Stein et al., *Mechanical and Electrical Equipment for Buildings*, 7th. ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.)

15.24 Elevadores

Los elevadores de tracción eléctrica se usan exclusivamente en edificios altos. Los elevadores hidráulicos suelen usarse para carga a poca altura, con levantamientos hasta de 50 ft, pero pueden utilizarse para servicio de pasajeros en edificios hasta de 6 pisos de alto, donde son menos costosos de operar.

Los componentes principales de una instalación de tracción eléctrica incluyen el carro o cabina, cables del malacate, máquina motriz, equipo de control, contrapesos, rieles, dispositivos de seguridad, cuarto de máquinas y el pozo (Fig. 15.21). El carro es una jaula de metal ligero soportado sobre un armazón estructural, en cuya parte superior se fijan los cables. Los cables elevan y bajan el carro. Pasan sobre una polea movida por medio de un motor y se aseguran a los contrapesos. La máquina del elevador que mueve la polea consiste en un motor eléctrico, frenos y equipo auxiliar, los cuales se montan con la polea en una estructura pesada. Los contrapesos, que consisten en bloques de hierro fundido en un armazón, se necesitan para reducir el consumo de potencia.

Las guías de los contrapesos y del carro son juegos separados de rieles en forma de T. La maquinaria para control y operación puede colocarse en un cobertizo sobre el cubo o en el sótano. Se sitúan en el pozo unos resortes de seguridad o amortiguadores a fin de detener el carro y los contrapesos si cualquiera de ellos pasa por la terminal inferior con una velocidad normal. El cubo de elevadores debe confinarse con materiales no combustibles de alta resistencia al fuego (sección 15.3).

El fabricante instala los elevadores y su equipo relacionado, como la maquinaria, sistemas de señalización, controles, cables y rieles guía. El contratista general tiene que garantizar las dimensiones del cubo y libertad de obstrucciones. El arquitecto o ingeniero de parte del propietario es responsable del proyecto y la construcción de los componentes necesarios para apoyar la planta, incluso los soportes de los amortiguadores, pisos del cuarto de máquinas, vigas de trole y soportes de las ménsulas para rieles de guía. El fabricante se encarga de proporcionar las cargas con un 100% de tolerancia para impactos.

La unidad motriz puede ser de tipo de malacate o de tracción, según los cables se enrollen sobre tambores en el eje motriz o si reciben su impulso de una polea motriz. El tipo de tracción es el que por

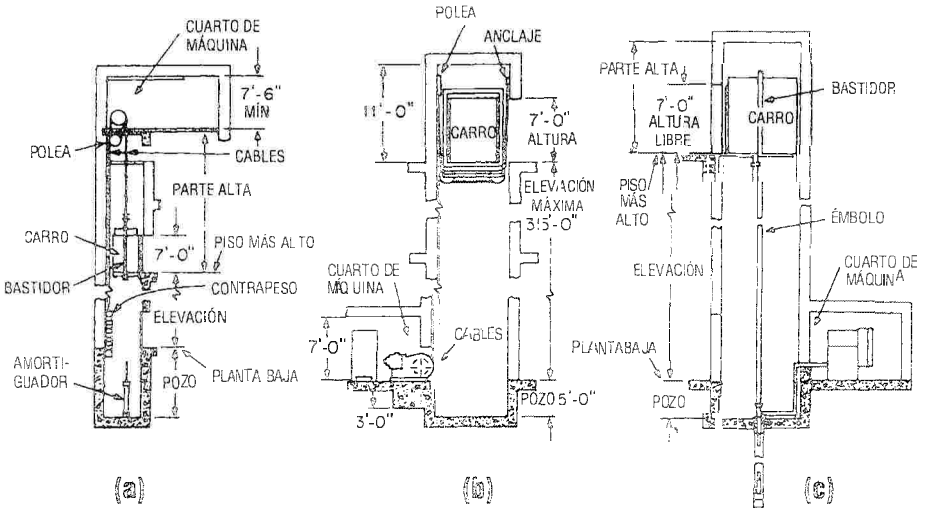


Figura 15.21 Algunos mecanismos para elevadores: (*a*) elevador eléctrico con máquina impulsora en la parte superior del pozo; (*b*) elevador eléctrico con máquina impulsora en el sótano; (*c*) elevador hidráulico movido por émbolo.

lo general se usa; puede ser de doble enrollado o de enrollado simple. En el caso de doble enrollado, se emplea una polea secundaria o loca para obtener suficiente tracción entre los cables y la polea motriz, la cual tiene ranuras en forma de V o de asiento redondeado (Fig. 15.22*a*). En los tipos de enrollados o vueltas simple, los cables pasan sobre la polea motriz o de tracción solamente una vez, de manera que sólo hay una vuelta, o menos, de los cables sobre la polea (Fig. 15.22*d*). La polea de tracción tiene ranuras en forma de cuña para asegurar los cables. Para un mismo peso de carro y contrapeso, la polea tiene la mitad de la carga de una máquina de doble enrollado.

En la mayor parte de los edificios, las plantas motrices se instalan en un cobertizo en la azotea. Cuando se tienen que manejar cargas pesadas y la velocidad no es importante puede emplearse un cableado de 2 a 1 (Fig. 15.22*c*), en cuyo caso la velocidad del carro es la mitad de la velocidad del cable. Los extremos del cable se fijan a las vigas superiores, en lugar de estar asegurandos al carro y a los contrapesos, como en el caso del cableado de 1 a 1. Con esta disposición, los anclajes absorben la mitad de peso del carro y los contrapesos. De este modo, la carga sobre las poleas de tracción y secundarias sólo es de la mitad de la máquina de 1 a 1 por lo que puede emplearse un motor menos costoso. Cuando una máquina se tenga que instalar en el sótano (Fig. 15.22*b*), la carga sobre los soportes superiores aumenta, la longitud del cable se triplica y se requieren poleas adicionales, lo cual aumenta considerablemente el costo.

Elevadores para pasajeros ▪ El número de elevadores para pasajeros que se necesita para dar servicio a un edificio en forma adecuada, depende de su capacidad, el volumen de tráfico y los intervalos entre cada carro. Las dimensiones de las plataformas deben de estar de acuerdo con los estándares de la National Elevator Industry Inc.

El tráfico se mide por el número de personas que se manejan en periodos de cinco minutos. Si se divide el flujo máximo de tráfico en cinco minutos entre la capacidad de manejo en cinco minutos de un elevador, se obtiene el número mínimo de elevadores que se necesitan. La capacidad de manejo en cinco minutos de un elevador se determina por el tiempo del viaje redondo. Este tiempo se compone principalmente del tiempo para un viaje redondo a velocidad total sin paradas, el tiempo para acelerar y desacelerar por parada, el tiempo de nivelación en cada parada, el tiempo para abrir o cerrar las rejas y puertas, el tiempo para que los pasajeros entren y salgan, el tiempo de reacción del operador, el tiempo perdido por paradas falsas y el tiempo que se detiene en los pisos superior e inferior.

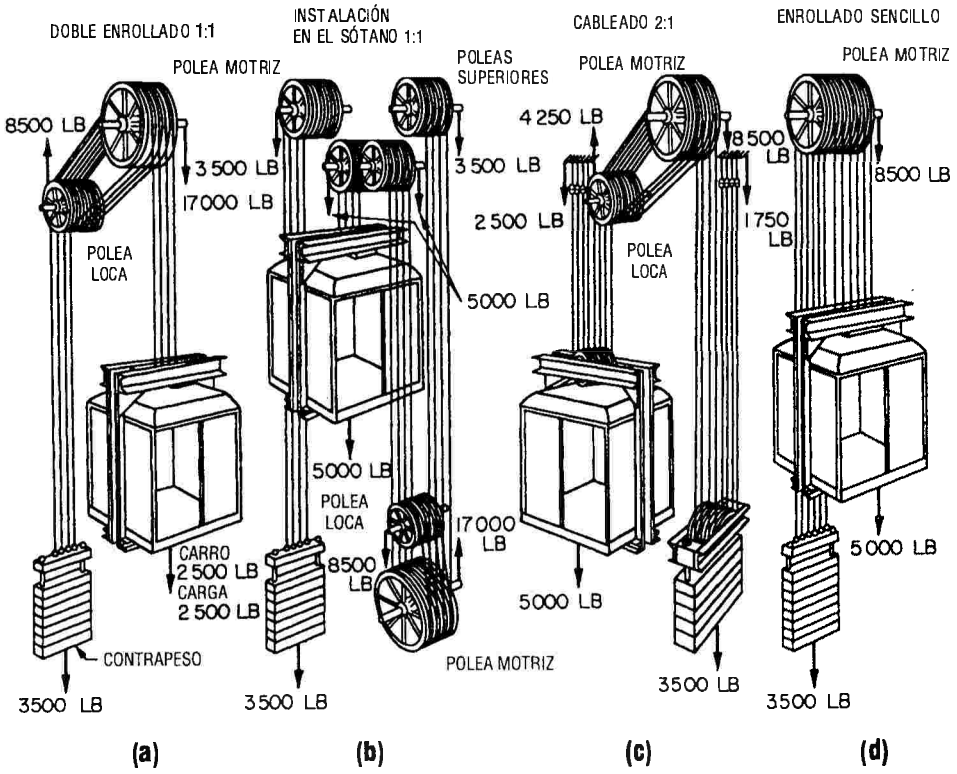


Figura 15.22 Tipos de cableado para elevadores impulsados por máquinas eléctricas de tracción.

Después de calcular el número de elevadores basados en el flujo de tráfico, se revisa el **intervalo**, que es el tiempo promedio entre la salida de los elevadores del primer piso. El intervalo es un indicador de buen servicio.

Se usan elevadores totalmente automáticos en muchos edificios de apartamentos y oficinas. Estos sistemas tienen la capacidad de ajustarse a condiciones variables de tráfico. En vista de que estos elevadores no tienen operador, se incorporan dispositivos de seguridad además de los que se encuentran por lo común en los sistemas operados manualmente: un pesador automático para evitar sobrecargas, botones en el carro y en la estación de arranque para evitar que las puertas se cierren y para mantenerlas abiertas, luces para indicar paradas solicitadas, un sistema de altavoces de dos vías para comunicación con la estación de arranque, y sistemas de energía auxiliar en caso de que los sistemas de energía primaria y de superintendencia fallen. También se instalan dispositivos de seguridad que impiden el cierre de las puertas cuando haya un pasajero en medio de éstas. Desde luego, los elevadores no pueden moverse con las puertas abiertas.

Las tiendas departamentales deben tener un sistema coordinado de escaleras eléctricas y elevadores (véase sección 15.23). La capacidad necesaria del sistema de transporte vertical debe basarse en el área de transporte o de ventas y la máxima densidad de ocupación que se espera de los compradores. El área de transporte es el área total de piso arriba o abajo de la planta baja hacia la cual hay que mover compradores y empleados. La capacidad de transporte es el número de personas por hora que el sistema de transportación vertical puede distribuir desde el piso principal a los otro pisos de ventas. La relación entre la capacidad máxima de transportación y el área de transportación se denomina relación de densidad. Esta densidad es, aproximadamente, de 1 a 20 para una tienda departamental muy activa. De esta manera, la capacidad de manejo por hora requerida de un sistema combinado de escaleras eléctricas y elevadores es igual al 5% del área de transportación. En general, se proyecta el sistema de elevadores para manejar el 10% del total.

Normalmente se utilizan controles multivoltaje para los elevadores de pasajeros. Los de carga

pueden tener voltaje variable o un reóstato de corriente alterna. Con voltajes múltiples, el motor de elevación se opera con corriente directa. Un motor generador se instala para cada elevador, y la velocidad y la dirección del carro se controla variando el campo del generador. Este tipo de elevadores permite paradas más exactas, una rápida aceleración y desaceleración, y el mínimo consumo de energía para un elevador activo. La nivelación automática para compensar los estiramientos de los cables y otras variaciones del nivel del piso es una parte inherente del equipo de multivoltaje. El tipo de reóstato de corriente alterna se escoge para reducir el costo inicial cuando el elevador va a usar poca frecuencia (menos de cinco viajes por hora, en un día normal de operación).

Puede utilizarse equipo hidráulico para levantar el carro en el caso de elevadores de poca altura. El carro se asienta sobre un émbolo o pistón, que opera en un cilindro de presión (Fig. 15.21*c*). El fluido de presión es aceite y se suministra por una bomba de desplazamiento positivo que mueve un motor, el cual actúa por medio de un sistema de control electrohidráulico. Para elevar el carro se arranca la bomba, lo cual hace que penetre aceite en el cilindro de presión y obliga a que suba el pistón. Cuando el carro llega al nivel deseado, se para la bomba. Para bajar el carro se permite salir el aceite del cilindro de presión y que se reintegre a un tanque de almacenamiento.

La capacidad de los elevadores de pasajeros de tipo electrohidráulico varía de 1000 a 4000 libras con velocidades de 40 a 125 ft/min. Al bajar por la fuerza de gravedad, la velocidad hacia abajo puede ser de 1.5 a 2 veces la velocidad de subida. Así, la velocidad promedio para un viaje redondo puede ser mayor de modo considerable que la velocidad de subida. La capacidad de elevadores para carga de tipo estándar electohidráulico varía de 2000 a 20 000 libras, de 20 a 85 ft/min, aunque pueden proyectarse para cargas mucho mayores.

(G. R. Strakosch, *Vertical Transportation: Elevators and Escalators*; and B. Stein et al., *Mechanical and Electrical Equipment for Buildings*, 7th. ed., John Wiley & Sons, Inc., New York; *Safety Code for Elevators, Dumbwaiters, Escalators, and Moving Walks*, ANSI A17.1, American National Standards Intitute, New York; F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 4th. ed., McGraw-Hill Book Company, NewYork.)

15.25 Flujo de calor y aislamiento térmico

El movimiento de calor dentro y fuera de un edificio o sus partes puede disminuirse sustancialmente por medio de materiales que resisten el flujo de calor, o de un tipo de construcción que logre ese propósito. Algunos materiales estructurales, como la madera y el concreto ligero, tienen también buenas propiedades de aislamiento, pero, en general, algunos materiales no estructurales ofrecen mayor resistencia al flujo del calor para un espesor dado y, por tanto, pueden ser más económicos para muchas aplicaciones.

La mayor parte de los materiales aislantes emplean aire estático como aislante. Algunos, como el corcho, el vidrio celular y las espumas plásticas, encierran pequeñas partículas de aire en celdas. Los materiales granulados, como la piedra pómez, la vermiculita y la perlita, atrapan el aire en recintos relativamente grandes. En materiales fibrosos, delgadas películas de aire se adhieren en forma persistente a todas las superficies y sirven como barrera al calor. En la construcción de muros con piezas huecas, se forman un espacio de aire muerto entre los medios muros.

En el aislamiento reflector interviene un principio diferente: se combina una película metálica con un espacio de aire para reducir el flujo de calor. El metal brillante refleja calor, lo conduce rápidamente lejos de su fuente y lo irradia con lentitud. Un espacio de aire de ¾ a 2 in por lo menos, en un lado de la película, actúa como barrera a la transmisión de calor por conducción. Entonces, si el calor es irradiado a una película brillante de aluminio, el 95% será reflejado. Si se recibe calor por conducción, solamente perderá el 5% por radiación de la cara opuesta. Para evitar problemas de condensación, por lo menos se usan dos superficies reflectoras separadas por un espacio de aire sin circular. No debe colocarse una película del lado frío de una construcción, a menos que haya una mejor barrera al vapor cerca del lado caliente.

El calor se transmite por conducción, convección y radiación. Todos los materiales conducen el calor, pero algunos, como los metales, son conductores excelentes, mientras que otros, como el corcho, son malos conductores. Existe convección cuando el calor se transmite por un flujo de aire; el calor se transmite por conducción de una superficie tibia al aire más frío con el que está en contacto, y el aire

tibio a una superficie más fría. Debido a que el aire caliente tiende a elevarse y el aire frío a bajar, el flujo de aire puede llevar calor de un área caliente a otra fría. El calor transmitido por convección o conducción es proporcional al diferencial de temperaturas. En constraste, la radiación es el flujo de calor entre una superficie tibia y una fría sin ningún contacto material.

El calor generalmente se mide en **unidades térmicas británicas (Btu)**. En la práctica, una Btu es la unidad de calor requerido para elevar la temperatura de 1 libra de agua en 1°F. El flujo de calor se mide en términos de **conductividad térmica**, K, que se define como el número de Btu que fluye en una hora a través de 1 ft^2 de material de 1 in de espesor, debido a un diferencial de temperatura de 1°F. De la misma manera, la **conductancia térmica** C se define como el flujo de calor a través de un espesor dado de 1 ft^2 de material con un diferencial de temperatura de 1°F. Las unidades básicas no incluyen los valores aislantes de las películas de aire en la superficie del material, sino únicamente el flujo de superficie a superficie. La **resistencia** R es el recíproco de la conductancia.

En vista de que los componentes para construcción están hechos de diversos materiales, incluyendo los espacios de aire y las películas superficiales, la **conductancia total** U de una construcción es necesaria para los cálculos de transmisión de calor. Este factor se define como el número de Btu que fluirán en una hora a través de 1 ft^2 de la estructura, aire a aire, con una diferencia de temperatura de 1°F. Se han determinado experimentalmente los valores de K, C y U o R para muchos materiales y tipos de construcción (*Handbook of Fundamentals*, American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers, 1791 Tullie Circle, N. E., Atlanta, Ga).

La conductancia térmica de una película de aire al exterior con un viento de 15 mph es de 6 Btu por hora; de una película de aire interior (aire en reposo), 1.65 Btu por hora y un espacio de ¾ in o más de espesor, 1.10 Btu/h.

Cuando la conductancia total de una construcción no se encuentra en una tabla, puede calcularse por los valores tabulados de ésta para cada componente y película de aire. Por ejemplo, considérese una pared compuesta de 4 in de ladrillo ($K = 9.2$) y ½ in de tablero de pared ($C = 1.00$), separados por un espacio de aire ($C = 1.10$). Los cálculos se muestran en la tabla 15.8.

Ahora supóngase que se incorpora 1 in de aislante ($K = 0.25$) a esta pared. La resistencia R del aislamiento ($1/K$) es de 4. Por tanto, la resistencia de la pared original se aumenta a 3.116 + 4, o 7.116; la conductancia total nueva de U se vuelve 1/7.116 = 0.14.

15.26 Prevención de condensación

Normalmente el aire contiene vapor de agua, el cual tiende a moverse de una región tibia a una más fría. Cuanto más baja sea la temperatura, el aire contiene menos vapor. Si el aire está saturado (100% de humedad relativa), una disminución de temperatura causará que parte del vapor se condense. La temperatura a la cual esto ocurre se llama **punto o temperatura de rocío**.

La mayor parte de los materiales de construcción son permeables al vapor, ya que ellos o sus juntas son porosos. Si se llega a la temperatura de rocío entre las superficies interior y exterior, el vapor se condensa y la diferencia de temperatura causa que penetre más

TABLA 15.8 Cálculo de la conductancia total de un muro

Elemento	K	Espesor, in	C	$R = 1/C$
Película exterior			6	0.166
Ladrillo	9.2	4	2.30	0.434
Espacio de aire			1.10	0.910
Tablero de pared		½	1.00	1.000
Película interior			1.65	0.606
Resistencia total				3.116

Conductancia total $U = 1/3.116 = 0.32$.

vapor, con lo cual se repite el proceso. En clima frío, la temperatura de rocío se presenta a menudo en el aislamiento, en muros y techos. Si el vapor llega al aislamiento, la condensación puede saturarlo, lo cual reduce en forma drástica su propiedad aislante. Además, la humedad puede pudrir u oxidar la estructura, o dañar los acabados interiores. Si las temperaturas son lo suficientemente bajas el agua puede congelarse y, al expandirse, como siempre sucede con el hielo, cuartear la estructura.

Una solución simple a la condensación es evitar el flujo de vapor de agua mediante una barrera de vapor del lado tibio. Como el riesgo de la condensación aumenta durante la temperatura de calefacción, las protecciones contra el vapor deben instalarse en el lado interior de los muros y techos, sobre los aislantes.

El papel de aluminio es una protección contra el vapor, adecuada y económica. Algunos aislamientos se producen con él a un lado. Hay otras barreras de vapor, como la pintura de aluminio, las pinturas y películas plásticas, pinturas asfálticas, pinturas a base de hule, el asfalto y los papeles combinados con películas metálicas.

La capacidad de un material de permitir el paso de vapor se mide en **permas**. La perma se define como la rapidez de transmisión de vapor de un grano de vapor de agua a través de 1 ft^2 de material por hora, cuando la presión diferencial de vapor es igual que 1 in de mercurio (7000 granos = 1 libra). Se considera que un material es una barrera de vapor adecuada cuando su velocidad de transmisión de vapor es de una perma o menos. Rep es el recíproco de perma; mide la resistencia a la transmisión de vapor.

Como las barrenas de vapor no son perfectas o no están bien instaladas, algo de vapor puede penetrar al aislamiento. Hay que proporcionar los medios para permitir que este vapor escape. Por tanto, aunque la superficie exterior debe ser tan porosa como sea posible o tener ventilación, debe evitar que penetre la lluvia. Puede ser deseable dar ventilación al lado frío, ya que, aunque la condensación no ocurra dentro del aislamiento, puede tener lugar en el respaldo de la fachada exterior. Aunque se produzca la temperatura de rocío dentro de un material, no hay condensación hasta que el vapor de agua encuentra la superficie de otro material con mayor resistencia al flujo de vapor.

El vapor también tiende a fluir, a través de techos aislados, hacia desvanes y espacios de aire debajo del techo. Si estos espacios no tienen buena ventilación para eliminar la humedad, pueden presentarse problemas. Por regla general, el área de ventilación debe ser por lo menos de 1/300 del saliente horizontal del área del techo. De ser posible, deben instalarse ventilas altas y bajas para asegurar una buena corriente de aire.

15.27 Calefacción

La capacidad de una planta de calefacción se determina principalmente por la pérdida total de calor de un edificio por conducción, radiación o infiltración. Para considerar el aumento de temperatura requerido por las mañanas, la planta debe tener una capacidad 20% más grande que esas pérdidas de calor, pero no se debe elegir una unidad demasiado grande porque la eficiencia de operación disminuye.

La pérdida de calor depende de la temperatura de diseño para el interior y exterior. (Véanse las tablas de *ASHRAE Guide and Data Book*, American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers, Atlanta, Ga. Las temperaturas exteriores proyectadas nunca son las más bajas que se tienen en la región, sino que tienen un valor ligeramente mayor.) El gradiente de temperatura es la diferencia entre las temperaturas interior y exterior. Cuando se multiplica por la superficie expuesta de un material o tipo de construcción y su conductancia térmica total U (sección 15.25), este gradiente determina el flujo de calor por hora en Btu. La suma de estos productos de todas las superficies expuestas de muros, ventanas, techos, etc., proporciona la pérdida total de calor a través de ellos.

Las pérdidas de calor de pisos y paredes de sótanos puede determinarse a partir de la temperatura del agua freática, la cual varía aproximadamente de 40 a 60°F en las secciones del norte de Estados Unidos y 60 a 76°F en las partes del sur. (tabla 15.9) (Para zonas específicas, véase *ASHRAE Guide*).

Las pérdidas de calor de un piso nivelado sin aislamiento en los bordes son de alrededor de 75 Btu por hora por ft lineal de borde expuesto, en las regiones frías del norte de Estados Unidos, 65 en las zonas templadas, y 60 en el cálido sur. Con 1 in de aislamiento, estas cantidades bajan a 60, 55 y 50; con 2 in, a 50, 45 y 40.

Para obtener la pérdida de calor a través de desvanes sin calefacción, la temperatura de equili-

TABLA 15.9 Pérdidas térmicas debajo de nivel.

Temperatura del agua freática, en °F	Pérdidas del piso del sótano* Btu/h · ft^2	Pérdidas por los muros, bajo el nivel de suelo, Btu/h · ft^2
40	3.0	6.0
50	2.0	4.0
60	1.0	2.0

*Basado en una temperatura del sótano de 70°F.

brio de éstos debe calcularse igualando la ganancia de calor hacia el desván por el techo a las pérdidas de calor a través de la azotea. El mismo procedimiento debe utilizarse para obtener la temperatura de otros espacios sin calefacción, como sótanos o garajes adjuntos.

A la carga de calor debida a superficies expuestas debe agregarse la carga que ocasionan la infiltración de aire frío y las fugas de aire templado. La cantidad total de fuga depende de las áreas de grietas, la velocidad del viento y el número de exposiciones, entre otros aspectos. Para compensar estas fugas, se supone que el aire frío exterior se calienta y bombea dentro del edificio creando una presión estática lo suficientemente elevada que evita se infiltre el aire frío. La cantidad de calor q en Btu por hora necesaria para calentar aire frío, se encuentra mediante

$$q = 1.08QT \qquad (15.15)$$

donde Q = ft^3/min de aire que se va a calentar $= VN/60$

T = aumento de temperatura del aire, en grados Fahrenheit

V = volumen del cuarto, en ft^3

N = números de cambios de aire por hora

Si la planta de calefacción también se utiliza para calentar agua, la capacidad adicional para este fin debe determinarse y agregarse a la carga de calor.

Un **sistema de calefacción de aire** suministra calor a un local al introducir una cantidad de aire con temperatura superior a la del local. La cantidad de calor que añade el aire debe ser por lo menos igual a la requerida para constrarrestar las pérdidas de calor. La ecuación (15.15) da este calor, si T se toma como la diferencia entre la temperatura del aire que sale de la rejilla y la temperatura del cuarto y Q como los ft^3/min de aire suministrados al cuarto. En sistemas eficientes, la temperatura de descarga varía de 135 a 140°F. Las rejillas de suministro deben colocarse para producir una cortina de aire en muros y ventanas expuestos. La mejor ubicación es cerca del piso. Las rejillas de retorno de aire deben instalarse en el interior, de preferencia en el techo.

Los conductos para los sistemas del aire caliente se diseñan, por regla general, mediante el método de fricción igualada. Las dimensiones se calculan para conducir las cantidades de aire de diseño del calentador con un factor determinado de fricción. La pérdida de presión debida a la fricción no debe exceder de 0.15 in de agua por cada 100 ft de conducto. Además, la velocidad inicial del aire en los conductos principales debe mantenerse abajo de 900 ft/min en residencias; 1300 ft/min en escuelas, teatros, edificios públicos, y 1800 ft/min en edificios industriales. La velocidad en los conductos secundarios debe ser de aproximadamente ⅔ partes de éstas, y en los ramales verticales de alrededor de ½, pero una velocidad demasiado baja requiere conductos antieconómicos y voluminosos. (Véase la ASHRAE *Guide and Data Book*.)

En un sistema de aire caliente forzado, un termostato reacciona y hace arrancar una fuente de calor. Cuando la cámara de aire del calentador llega a 120°F, se enciende un ventilador. (Si la temperatura de descarga excede de 180°F, existe un elemento de seguridad en la cámara de aire que corta la fuente de calor.) La fuente de calor se detiene cuando la temperatura interior llega al valor que se fijó en el termostato, pero el ventilador continúa operando hasta que el aire se enfría a una temperatura menor de 120°F a nivel del suelo, el calentador descarga aire caliente a dos o más conductos radiales bajo el piso, los cuales aliementan un conducto perimetral. Las rejillas del piso o las de los zoclos se localizan, como en un sistema común de calefacción por aire caliente, con collarines conectados al conducto perimetral.

Un **sistema de calefacción de agua caliente** consta de un calentador u horno, radiadores, sistemas de tuberías y de circulación. Normalmente, los sistemas de circulación forzada se emplean porque con ellos pueden mantenerse velocidades mayores de agua y, por tanto, requieren tuberías más pequeñas y proporcionan un control más preciso.

Hay tres sistemas de tubería de uso general. El sistema de una tubería (Fig. 15.23*a*) tiene muchas desventajas y, por regla general, no es recomendable. El sistema de dos tuberías de retorno directo

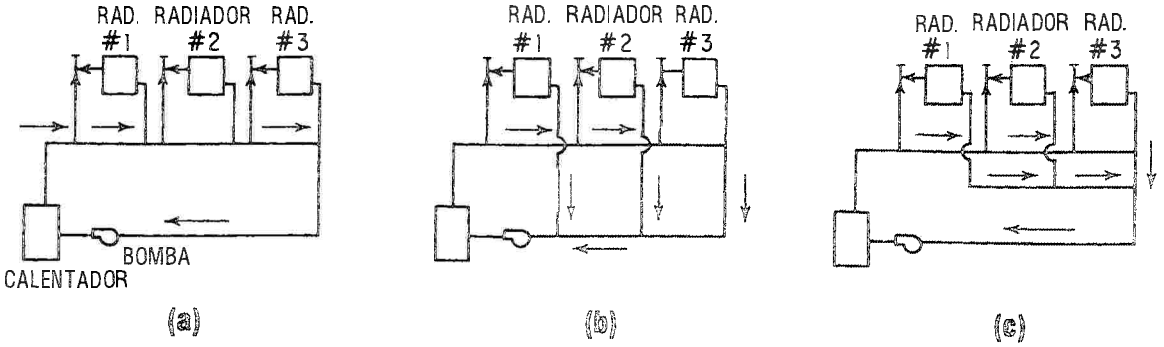


Figura 15.23 Tipos de sistemas de calefacción de agua caliente: (*a*) un tubo; (*b*) dos tubos, retorno directo; (*c*) dos tubos, retorno invertido.

(Fig. 15.23*b*) proporciona a todos los radiadores la misma temperatura del agua de entrada, pero el último radiador tiene más resistencia de tubería que el primero. Esto puede balancearse si se hacen orificios en otros radiadores para dar una resistencia equivalente y se calcula la bomba para el recorrido más largo. En el sistema de dos tuberías de retorno invertido (Fig. 15.23*c*), la resistencia total de la tubería es aproximadamente la misma para todos los radiadores.

En el caso de los sistemas de agua caliente, las temperaturas proyectadas de suministros por lo común son de 180°F, suponiendo una caída de 20°F a través de los radiadores. Por tanto, la temperatura de retorno sería de 160°F. La cantidad de calor necesaria para contrarrestar la pérdida de 20°F, en Btu por hora, es

$$q = 10\,000Q \qquad (15.16)$$

donde Q = al flujo de agua en galones por minuto. La tubería puede calcularse para el flujo de agua requerido con el auxilio de gráficas y tablas de fricción de flujo que muestran las longitudes equivalentes de tubería para las diferentes conexiones (véase, por ejemplo, la ASHRAE *Handbook of Fundamentals*). La velocidad de agua se limita a un máximo de 4 ft/s. La pérdida de presión por fricción debe ser de entre 0.25 y 0.60 in de agua por ft. El sistema de agua debe tener un tanque de expansión, localizado por lo menos 3 ft arriba del radiador más alto y en un sitio en donde el agua no se congele. El tanque debe calcularse para contener el 6% del volumen total de agua en los radiadores, calentadores y tuberías. En edificios muy altos, para evitar una presión estática demasiado elevada sobre la caldera, los cambiadores de calor se instalan en los niveles más altos.

En un sistema de agua caliente, un termostato de inmersión en el calentador controla la fuente de calor a fin de mantener la temperatura de diseño para el calentador (generalmente alrededor de 180°F). Cuando el termostato del cuarto requiere calor, se acciona el circulador. De esta manera, hay un suministro inmediato de agua caliente para los radiadores. Para una temperatura de agua promedio de 170°F, 1 ft^2 de superficie de radiación emite 150 Btu por hora.

Un **sistema de calefacción de vapor** consta de una caldera o generador de vapor y de un sistema de tubería que conecta los radiadores individuales o convectores. En el sistema de una tubería (Fig. 15.24*a*), la tubería que suministra vapor a los radiadores también se utiliza para retornar el condensado a la caldera. Durante los arranques, el vapor debe sacar el aire de la tubería y radiadores. Con este fin se equipan los radiadores con válvulas termostáticas de aire. Se requiere que varíen las dimensiones de los orificios en las ventilas de aire para balancear el sistema; de otra manera, los radiadores más lejanos reciben el vapor después de los que están más cerca. Las válvulas del sistema de una tubería deben estar totalmente abiertas o cerradas. En un sistema de dos tuberías (Fig. 15.24*b*), el vapor se alimenta a los radiadores a través de una tubería y el condensado regresa por otra tubería. Cuando el condensado enfría el radiador abajo de los 180°F, se abre un purgador que permite que el condensado regrese a un tanque colector, de donde es bombeado a la caldera. En general, el sistema de retorno húmedo (Fig. 15.24*c*) dispone de una menor carga hidráulica para las pérdidas en las tuberías. Es un sistema que se ajusta a sí mismo de acuerdo con la carga. Cuando

se acumula cantidad suficiente de condensado en la tubería de retorno, arriba del nivel de la caldera, la presión obliga a que el condensado penetre a la caldera.

En todos los casos, las tuberías de suministro de vapor deben tener inclinación para eliminar el condensado de la tubería. Si el condensado tiene que fluir en contra del vapor, hay que instalar una tubería más grande. Las capacidades de tubería para elevadores de suministro, ramales y conexiones a los radiadores se encuentran en la ASHRAE *Handbook of Fundamentals*. Las capacidades se expresan en ft^2 de radiación directa equivalente (EDR, *equivalent direct radiation*).

$$1 \text{ ft}^2 \text{ EDR} = 240 \text{ Btu/h} \qquad (15.17)$$

Si las capacidades son en libras por hora, 1 lb/h = 970 Btu por hora.

Un **sistema de calefacción al vacío** se parece a un sistema de vapor a presión con una bomba de retorno condensado. La bomba de vacío extrae los no condensables de la tubería y radiadores y los descarga a la atmósfera, mientras que en un sistema de vapor a presión las ventilas termostáticas se abren con este fin.

Las **unidades de calefacción** se usan para lugares grandes y abiertos como garajes, salas de exposición, tiendas y talleres. Las unidades en general constan de una fuente de vapor o intercambiador de calor y un ventilador operado en forma eléctrica. El calor puede proporcionarse por vapor, electrici-

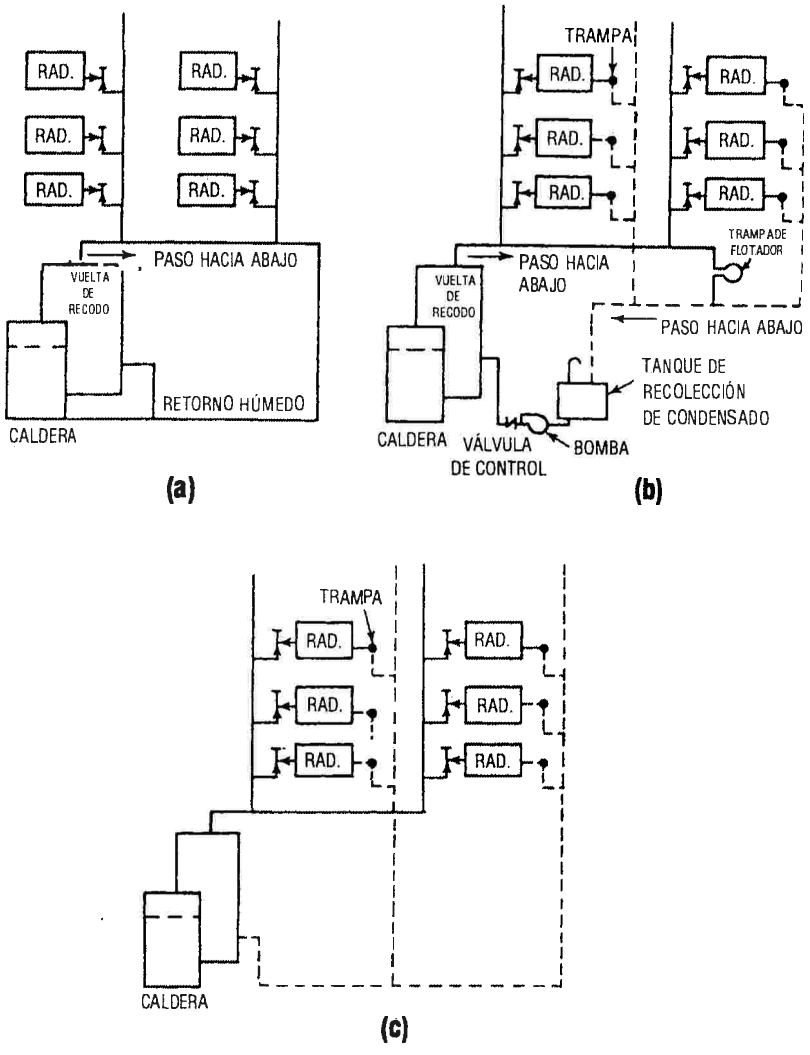


Figura 15.24 Tipos de sistemas de calefacción con vapor: (*a*) un tubo, con el condensado que regresa por el tubo de abastecimiento; (*b*) de dos tubos; (*c*) de dos tubos, retorno húmedo.

dad o gas. Cuando se usan unidades de calefacción de gas, hay que abrir una ventila al exterior para evacuar los productos de la combustión. Las dimensiones de las tuberías de gas y las velocidades de combustión pueden obtenerse del manual de la ASHRAE. La eficiencia de la mayor parte del equipo de combustión de gas está entre 70 y 80%.

La **calefacción por radiación,** o calefacción de paneles, consta de un tubo caliente o cables eléctricos incrustados en el piso, techo o paredes. Las conexiones en tubos de acero deben soldarse, mientras que aquellas en tuberías no ferrosas se estañan y se les hacen dobleces con un doblador de tubos en lugar de utilizar conexiones, para evitar las juntas. Toda la tubería debe sujetarse a una prueba hidrostática por lo menos de tres veces la presión de trabajo, con un mínimo de 150 psi manométricas. Las reparaciones son costosas después que se ha terminado la construcción. Las tuberías de los circuitos son similares a las de un sistema de agua caliente con radiadores y convectores, excepto que el agua utilizada es más fría. En general, se supone una pérdida de temperatura de 20°F. Por tanto, las gráficas de sistemas de tubería de agua caliente también pueden utilizarse para calefacción radiante. Las temperaturas de los paneles de piso se mantienen a alrededor de 85°F o menos y los paneles de los techos a 100°F o menos. Aunque con este tipo de calefacción es posible mantener temperaturas confortables relativamente bajas, el sistema se calcula para temperaturas normales en las habitaciones con objeto de evitar molestias cuando el termostato detiene la circulación del agua.

(*ASHRAE Handbook of Fundamentals*, American Society of Heating and Refrigerating and Air Conditioning Engineers, Atlanta, Ga; B. Stein et al, *Mechanical and Electrical Equipment for Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York; F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

15.28 Acondicionamiento de aire

La capacidad requerida de una planta de enfriamiento se determina por el calor que se transmite al espacio acondicionado a través de paredes, ventanas, techos, pisos, etc., y todo el calor que se genera en el espacio. La carga total de enfriamiento consiste en el calor latente y sensible. El calor sensible es la parte que se muestra mediante la elevación de la temperatura del bulbo seco. Incluye el calor que se transmite hacia dentro del edificio; la radiación del sol; el calor de las lámparas, personas, aparatos eléctricos y de gas, y el aire exterior que entra al espacio de aire acondicionado. El calor latente es el que se necesita para eliminar la humedad. En general, la humedad se condensa sobre los serpentines de enfriamiento, en la unidad de refrigeración; se requieren 1050 Btu por cada libra de condensación.

Las condiciones calculadas para un enfriamiento confortable son por regla común de 80°F de bulbo seco y 50% de humedad relativa. Las temperaturas del exterior para los cálculos no son las más altas que se hayan registrado en una zona, sino tienen un valor recomendado ligeramente más bajo. (Véanse las tablas en *ASHRAE Handbook of Fundamentals.*) La diferencia entre las temperaturas interiores y exteriores, multiplicadas por el área de las paredes, techos, ventanas, etc., y los coeficientes totales de conductancia U respectivos (sección 15.24), proporcionan el calor ganado por cada elemento.

La radiación del sol a través de las ventanas y techos aumenta sustancialmente la carga de calor (el efecto del sol sobre las paredes puede ignorarse). El sol que pasa a través de ventanas sin sombra puede agregar alrededor de 200 Btu/h · ft^2 a través de las ventanas orientadas hacia el este y oeste; y alrededor de ¾ partes de esta cantidad a las ventanas que miran hacia el noreste y hacia el noroeste; o la mitad para las ventanas que miran hacia el sur. Para la mayoría de los techos, la diferencia de temperatura total equivalente para calcular la ganancia de calor debido al sol es de alrededor de 50°F. A veces se usan pulverizadores en los techos para reducir esta carga. Con el uso de un rociador, la diferencia equivalente de temperaturas puede ser de 18°F.

El calor proveniente de focos eléctricos y otros aparatos eléctricos puede calcularse por

$$q = 3.42W \qquad (15.18)$$

donde q = Btu generados por hora
W = watts de electricidad que se consumen

En el caso de iluminación fluorescente, se añade el 25% de la capacidad de la lámpara para tomar en cuenta el calor que se genera en la balastra.

La ganancia de calor de personas con diferentes tipos de actividades se dan en las tablas del manual de la ASHRAE.

El calor sensible del aire exterior que entra en un espacio acondicionado puede calcularse por

$$q_s = 1.08Q(T_o - T_i) \qquad (15.19)$$

donde q_s = carga sensible debida al aire exterior, en Btu por h

Q = ft^3/min de aire exterior que entra en el espacio acondicionado

T_o = temperatura del bulbo seco proyectada para el aire exterior

T_i = temperatura del bulbo seco proyectada para el espacio acondicionado

La carga latente debido al aire exterior en Btu por h es

$$q_l = 0.67Q(G_o - G_i) \qquad (15.20)$$

donde G_o = contenido de humedad del aire exterior, en granos por lb de aire

G_i = contenido de humedad del aire exterior, en granos por lb de aire

El contenido de humedad de aire, bajo diferentes condiciones, puede obtenerse de una gráfica psicrométrica.

La carga total de calor para calcular una planta de enfriamiento también debe incluir el calor de los ventiladores del sistema del aire acondicionado; por regla general varía de 3½ al 5% de la carga sensible, y las pérdidas de calor de los conductos.

Esta carga puede convertirse en toneladas de refrigeración mediante

$$\text{Carga en toneladas} = \frac{\text{Carga en Btu/h}}{12\,000} \qquad (15.21)$$

Una **tonelada de refrigeración** es la cantidad de enfriamiento que puede lograrse con una tonelada de hielo que se derrite en 24 horas.

Ciclo básico ■ En la figura 15.25*a* se muestra el ciclo básico de acondicionamiento de aire del tipo de expansión directa. La compresora toma el gas refrigerante a una presión relativamente baja y lo comprime a una presión más alta. El gas caliente se pasa a un condensador, en donde pierde el calor y se licua el refrigerante. Luego, este líquido se lleva a los serpentines de enfriamiento de una unidad manejadora de aire y se le permite expandirse a una presión menor (presión de succión). El líquido se vaporiza por el aire relativamente caliente que pasa sobre el serpentín. La compresora extrae el refrigerante vaporizado para mantener la baja presión requerida en el serpentín y la consecuente temperatura más baja. Un sistema en el cual el refrigerante enfría agua, la cual se hace circular a unidades manejadoras de aire para enfriar el aire, se muestra en la figura 15.25*b*.

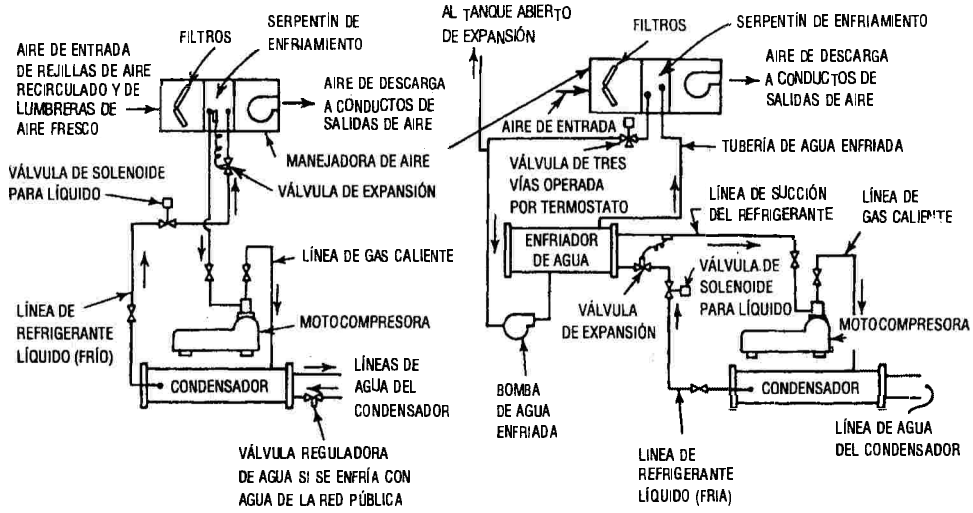


Figura 15.25 Ciclos de acondicionamiento de aire: (*a*) de expansión directa. (*b*) por agua enfriada.

Cantidad de aire ■ La cantidad de aire en ft^3/min que se tiene que manejar puede calcularse de

$$Q = \frac{q_s}{1.08(T_i - T_d)} \qquad (15.22)$$

donde q_s = carga total de calor sensible, en Btu/h

T_i = temperatura interior (bulbo seco)

T_d = temperatura de bulbo seco del aire que sale de la unidad manejadora de aire

T_d debe ser alrededor de 3°F más alta que la temperatura de rocío de la habitación para evitar que suden los conductos.

Condensadores ■ Si se emplea un condensador enfriado por agua para eliminar el calor del refrigerante, puede utilizarse agua de la llave, y el agua caliente puede descargarse al drenaje o puede emplearse una torre de enfriamiento para enfriar el agua del condensador, la cual puede circularse al condensador. Si la temperatura del bulbo húmedo es lo suficientemente baja, el condensador y la torre del agua pueden reemplazarse por un condensador evaporador. La capacidad de los ahorradores de agua, como torres de enfriamiento y condensadores evaporadores, disminuye al aumentar la temperatura del bulbo húmedo. La cantidad de agua en galones por minuto que se requiere para los condensadores es

$$Q = \frac{\text{toneladas de enfriamiento} \times 30}{\text{elevación de la temperatura del agua}} \qquad (15.23)$$

Los condensadores para pequeñas unidades de enfriamiento pueden enfriarse mediante un ventilador que dirija el aire sobre los serpentines de enfriamiento.

División por zonas ■ Unidades manejadoras de aire de varias zonas controlan la temperatura en diferentes zonas de un edificio, sin necesidad de una unidad de aire separada para cada zona. Cuando el termostato de una zona requiere enfriamiento, el motor para esta zona abre las válvulas de enfriamiento y cierra las válvulas del lado caliente. Así, la misma unidad puede proporcionar enfriamiento en una zona, mientras que en otra proporciona calor.

Filtros ■ El área de los filtros en las unidades manejadoras de aire debe ser lo suficientemente grandes para que la velocidad de aire no exceda de 350 ft/min para filtros de baja velocidad y 550 ft/min para filtros de alta velocidad. El área mínima de filtración en ft^2 es igual que el flujo de aire en ft^3/min dividido entre la velocidad máxima del aire que pasa a través de los filtros, ft/min. La mayor parte de los filtros son de tipo desechable o reutilizable. Los filtros electrostáticos se usan en instalaciones industriales, donde se necesita un alto porcentaje de eliminación de polvo, en combinación con filtros regulares desechables o reutilizables, los cuales eliminan las partículas mayores.

Unidades de paquete ■ Para instalaciones de acondicionamiento de aire de bajo costo pueden emplearse unidades preensambladas o de "paquete". En general operan sobre el ciclo completo que se muestra en la figura 15.25*a*. Para unidades de ventana, el condensador, que se proyecta hacia fuera del edificio, se enfría por aire y el mismo motor mueve tanto el ventilador para la unidad de refrigeración como la del condensador. Las unidades pequeñas del tipo de piso pueden enfriarse por aire; los mayores, generalmente se enfrían por agua.

Unidades fijas ■ Son unidades de acondicionamiento de aire ensambladas en el lugar. Se limitan ordinariamente a grandes unidades con capacidades de 50 o más toneladas; proporcionan aire fresco en verano y aire caliente en invierno. Están equipadas con filtros, ventiladores, compresoras, condensadores, reguladores y tiro y controles según se necesite. Las unidades pueden instalarse en el exterior al nivel del terreno, en techos, o bien en interiores, como una instalación central.

Enfriadores de absorción ■ Éstos usan una fuente de calor para generar el refriger ante. La compresora de un ciclo básico de acondicionamiento de aire (15.25*a*) se sustituye por un absorbedor, bomba y un generador. El refrigerante se regenera por absorción en una solución ligera de refrigerante y agua, formando una solución pesada, la cual se calienta en el generador. El vapor refrigerante es obligado a salir de la solución y llevado al condensador bajo presión. Cuando se dispone de vapor de bajo costo, los sistemas de absorción pueden ser más económicos de operar que los sistemas con compresoras. En general, el consumo de vapor es de alrededor de 20 lb por h por ton de refrigeración.

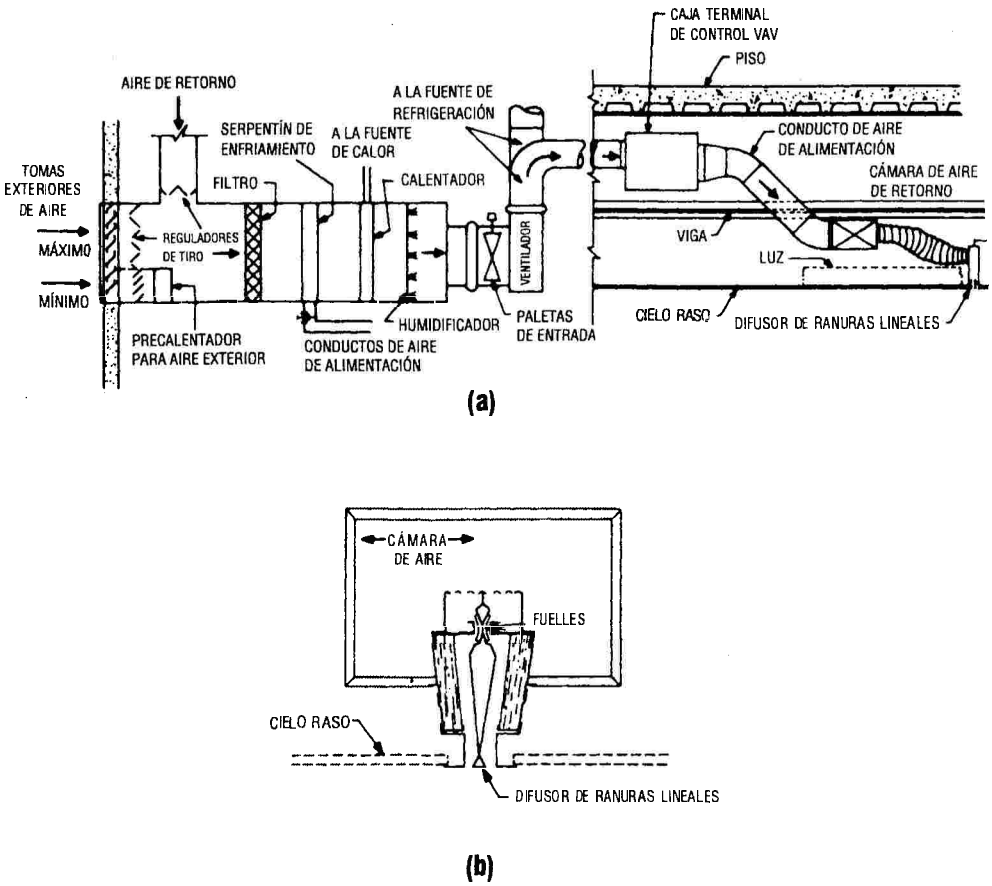


Figura 15.26 Sistema de volumen variable de aire. (*a*) Ventilador que produce aire de alimentación a temperatura constante pero con circulación variable por una caja terminal a un difusor. (*b*) Caja terminal con difusor de ranura lineal.

Sistemas de volumen variable de aire (VAV) ■ En un sistema VAV, se suministra aire a temperatura constante, pero el volumen varía para satisfacer cargas cambiantes en espacios o zonas interiores (Fig. 15.26*a*). La división es importante para el buen control de temperatura.

Cualquier tipo de difusor, o registro, puede utilizarse con unidades de control VAV pero en general se prefieren los difusores del tipo de ranura lineal (Fig. 15.26*b*), debido a que descargan aire en un salón con un flujo horizontal que cubre el techo y resulta en una temperatura más uniforme dentro del salón.

Si bien se puede producir un volumen variable de aire mediante la modulación del ventilador de suministro de aire, las unidades de control terminales dan mejores resultados. Entre los tipos de unidades de control que por lo general se utilizan se encuentran las siguientes:

Difusores de control de corte, que pueden ejecutar un corte, de ranuras múltiples, difusor de ranura integral, y controles electroneumáticos o accionados por el sistema.

Unidades de control accionadas por ventilador, utilizadas con frecuencia para lugares especiales o perímetros, que pueden estar equipadas con controles para compensar la presión, con serpentines eléctricos de etapas múltiples o de agua caliente instalados en fábrica, con controles neumáticos o eléctricos.

Unidades de control VAV de doble conducto, que se utilizan para sistemas de doble conducto que requieren volumen variable de aire para zonas perimetrales. Cuentan con operación de corte compensada por presión, con controles neumáticos, eléctricos o accionados por el sistema, con una cubierta fría de volumen variable y volumen constante o cubierta caliente de volumen variable.

Sistemas de aire y agua ■ Una alternativa en lugar del sistema anterior es el de aire y agua, que proporciona agua fría desde un enfriador o instalación central a los dispositivos terminales en los lugares por acondicionarse. Contienen un serpentín enfriador o calentador, o bien, ambos. La temperatura en los cuartos se mantiene al hacer variar el flujo de agua fría o fluido de calentamiento en los serpentines con válvulas acopladas a los termostatos. El aire para la ventilación se proporciona desde una planta central independiente, directamente a los cuartos o a los dispositivos terminales.

Se utilizan sistemas con dos o cuatro conductos para la distribución de agua fría y caliente a los dispositivos terminales en los cuartos desde una instalación central. En el sistema de dos conductos, uno de ellos puede llevar agua fría o caliente y el otro se usa como retorno. En el sistema de cuatro conductos, dos de ellos se usan como retornos y dos para transportar agua caliente y fría. La instalación es menos costosa en el sistema con dos conductos, pero tiene menos versatilidad; la mayor desventaja de este sistema es su incapacidad para proporcionar tanto agua caliente como fría con un conducto común, en los días en que ambas se requieren. El sistema con cuatro conductos tiene la desventaja de que se pierde control de la temperatura cuando se desea un cambio de refrigeración a calefacción. Para subsanar esto, se usan termostatos que permitan seleccionar entre refrigeración o calefacción por medio de un cambio manual en ellos.

Los dispositivos terminales para sistemas de aire y agua son generalmente del tipo serpentín y ventilador o de inducción.

El *dispositivo terminal de serpentín y ventilador* consta de un ventilador o sección de soplador, de un serpentín de agua fría, de un serpentín de agua caliente o calentadores de resistencia eléctrica, de filtros, de una conexión para el retorno de aire y de una cubierta para estos componentes con una abertura para el aire de ventilación. El serpentín de calentamiento por resistencia eléctrica se usa a menudo con el sistema de dos conductos, a fin de igualar el rendimiento del de cuatro conductos sin el costo de los conductos extras para el agua caliente, aislamiento, bombas y accesorios. Las unidades de serpentín y ventilador pueden estar montadas en el suelo, expuestas en el techo, empotradas en el techo, o empotradas en el techo con conductos de suministro y retorno de aire. Cuando se equipan con serpentines de calentamiento, las unidades suelen montarse en la pared exterior o bajo una ventana, con objeto de neutralizar los efectos de pérdidas de calor en el perímetro.

Los ventiladores fijos centrífugos recirculan el aire del cuarto a través del serpentín de enfriamiento. El agua fría, al circular por el serpentín, absorbe el calor del cuarto. El aire de ventilación, que es acondicionado por otra instalación central remota, se conduce a través del edificio y se suministra directamente al cuarto o dispositivos terminales, como la unidad de ventilador y serpentín. Un termostato en el cuarto varía la cantidad de agua fría que pasa por el serpentín de enfriamiento; cambia la temperatura de descarga de la unidad terminal y satisface al termostato del cuarto.

Las unidades terminales de inducción, usadas con cierta frecuencia en grandes edificios de oficinas, son manejadas una unidad remota de tratamiento de aire que proporciona acondicionamiento de aire a alta presión, el cual puede ser calentado o enfriado, denominado aire primario. En la unidad terminal de inducción, que se monta en las paredes exteriores de cada cuarto o zona, el aire primario a presión que fluye por varias boquillas induce un flujo de aire a través del serpentín de calentamiento o enfriamiento en la unidad, el cual proporciona una temperatura del aire mezclado que satisface los requisitos térmicos del espacio. El sistema de inducción consume grandes cantidades de energía, debido a la potencia extra que requiere para mantener la alta presión en el aire y operar simultáneamente con calefacción y refrigeración.

Los sistemas de aire y agua por lo general tienen menores costos de instalación y operación que los sistemas a base de aire únicamente; no poseen, en cambio, tan buen control de temperatura, humedad, calidad del aire, movimiento del aire y ruido. El mejor control de un sistema de aire y agua se logra con una unidad de ventilador y serpentín, con aire de ventilación adicional de un sistema central de aire primario que proporciona aire de ventilación.

Una **bomba de calefacción** se compone de un equipo para calentar un edificio utilizando el calor que elimina el condensador en un ciclo de refrigeración. El calor que absorbe el evaporador de refrigerante se toma de otra fuente de calor, a veces aire exterior, en lugar del aire del edificio. Cuando el calor se descarga hacia el exterior del edificio, la bomba de calor también puede utilizarse para enfriamiento. En general, esto es económico en zonas

en donde la temporada de frío es más larga que la de calor, y las temperaturas en invierno no son extremas. Cuanto más fría es la temperatura en el exterior, más baja es la capacidad de la bomba de calor, a menos que se disponga de una fuente de temperatura constante, como agua caliente de un pozo profundo.

(H. E. Bovay, Jr., *Handbook of Mechanical and Electrical Systems for Buildings*, N. R. Grimm and R. C. Rosaler, *Handbook of HVAC Design*; R. W. Haines, *HVAC Systems Design Handbook*, F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. ed.; R. Shuttleworth, *Mechanical and Electrical Systems for Construction*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; F. C. McQuiston and J. D. Parker, *Heating, Ventilation and Air Conditioning*, 3rd. ed.; and B. Stein et al., *Mechanical and Electrical Equipment for Buildings*, 7th. ed., John Wiley & Sons, Inc., New York.)

15.29 Ventilación

El movimiento natural de aire o el cambio del aire en un cuarto depende de los vientos dominantes, la diferencia de temperatura en el interior y exterior, la altura de la estructura, las aberturas de las ventanas, etc. Para obtener ventilación controlada, es deseable un método mecánico de cambio de aire.

Donde hay personas trabajando, la cantidad de aire de ventilación requerida varía desde un cambio de aire por hora, en donde no hay calor o se generen malos olores, hasta alrededor de 60 cambios de aire por hora. En la tabla 15.10 se da la cantidad mínima de aire de que se recomienda para diferentes actividades.

El número de cambios de aire por hora es igual a $60Q/V$, donde Q es el suministrado, en ft^3/min, y V es el volumen de espacio ventilado, en ft^3. Si hay menos de un cambio de aire por hora, el sistema de ventilación toma demasiado tiempo para producir un efecto notable en la operación inicial. En general, se considera como un mínimo práctico el de cinco cambios por hora. Los cambios de aire arriba de 60 por hora causan algunas molestias debido a que las velocidades del aire son demasiado elevadas. La ventilación de baños y vestidores se especifican en los códigos locales de construcción; 50 ft^3/min para excusados y mingitorios es el mínimo usual para baños, y seis cambios por hora es el mínimo para baños y vestidores.

La eliminación de calor por ventilación se logra con eficiencia si se instalan salidas localizadas cerca de la fuente de calor. Donde se encuentran fuentes de calor concentradas, deben emplearse campanas. Cuando el calor se descarga a un local, la cantidad de aire de ventilación, en ft^3/min, requerida para eliminar el calor que no se pierde por transmisión a través de las paredes, es

$$Q = \frac{q}{1.08(T_i - T_o)} \tag{15.24}$$

donde q = calor, Btu/h, eliminado por el aire de ventilación

T_i = temperatura interior que se desea mantener

T_o = temperatura del aire fresco (por lo común, aire del exterior)

Si se va a diluir un gas o humedad en el aire, la cantidad de aire de ventilación, en ft^3/min, que se requiere es $Q = X/Y$, donde el vapor o gas se forma

TABLA 15.10 Aire mínimo de ventilación para diversas actividades

Tipo de actividad	Ventilación ft^3/min por persona
Teatros inactivos	5
Actividad ligera, oficinas	10
Actividad ligera con alguna generación de olores, restaurantes	15
Actividad ligera con moderada generación de olores, cantinas	20
Trabajo activo, cuartos de embarques	30
Trabajo muy activo, gimnasios	50

con la velocidad de X lb/min y Y es la concentración permisible, en lb/ft^3. (Véase también secc. 15.28.)

15.30 Energía eléctrica para edificios

El diseño y construcción de un sistema eléctrico para edificios se basa generalmente, en Estados Unidos, en el National Electrical Code (National Fire Protection Association, 1 Batterymarch Park, Quincy MA 02269), pero los códigos locales de construcción pueden tener algunos requisitos más restrictivos y deben consultarse dado que contienen normas mínimas de seguridad. El empleo de estas normas no garantiza el adecuado funcionamiento de un sistema eléctrico.

Los sistemas eléctricos de un edificio operan con corrientes eléctricas que se suministran a voltajes efectivos especificados. Una corriente eléctrica I, en amperes (A), es la intensidad con la cual la electricidad fluye en un circuito. Si fluye siempre en la misma dirección, se llama corriente continua (cc). Se supone que la corriente fluye de un polo positivo a uno negativo. La corriente alterna (ca) cambia de dirección a intervalos regulares.

La **fuerza electromotriz** o diferencia de potencial E, en volts, es la fuerza que hace que los electrones se muevan en un circuito. La resistencia R se opone al movimiento. La ley de Ohm relaciona E, I y R:

$$E = IR \qquad (15.25)$$

La **potencia eléctrica**, en watts W o kilowatts (1 kW = 1000 watts), es la capacidad de realizar trabajo eléctrico: 746 watts= 0.746 kW = 1 hp. La potencia de una corriente directa, en watts, está dada por

$$W = EI = I^2R \qquad (15.26)$$

Fases ■ La potencia en circuitos de corriente alterna de una fase es el producto del voltaje, la corriente y un factor de potencia, y es igual a 100% sólo cuando la corriente y el voltaje están en fase, esto es, que pasan por cero, simultáneamente máximos y mínimos.

Si la corriente y el voltaje se representan por una curva senoidal, una puede adelantarse o atrasarse a la otra en casi 360°. Si, por ejemplo, el máximo de una corriente senoidal ocurre 60° antes del máximo del voltaje, la corriente se adelanta al voltaje en 60° o se atrasa por 300°. En un sistema de corriente alterna monofásica, el factor de potencia es igual que el coseno del ángulo entre las fases del voltaje y la corriente. Por tanto, cuanto más cerca esté el ángulo de fase de 90° o 270°, será menor el factor de potencia, y más grandes los equipos y conductores necesarios para proporcionar la potencia requerida. Los bajos factores de potencia a menudo se corrigen instalando un motor síncrono, o conectando condensadores estáticos en la línea.

La **inductancia** L, en henrys, hace que la corriente se atrase con respecto al voltaje. La **capacitancia** C, en farads, hace que la corriente se adelante al voltaje. Tanto la reactancia inductiva X_L, en ohms, como la reactancia capacitiva X_c, en ohms, impiden el flujo de corriente. La **impedancia** Z, en ohms, es la oposición total al flujo de la corriente, es igual que la suma vectorial de la resistencia y la reactancia:

$$Z^2 = R^2 + (X_L - X_c)^2 \qquad (15.27)$$

La máxima caída de voltaje de una impedancia es igual que la corriente máxima por la impedancia.

Tipos de circuitos ■ Los circuitos básicos están en serie o en paralelo. En un circuito en serie, los componentes están conectados en secuencia. Si hay una ruptura en un circuito en serie, no habrá flujo de corriente; por tanto, si una lámpara se apaga, todas se apagan. Por otra parte, los circuitos en paralelo (múltiple o en derivación), tienen componentes con terminales comunes. El voltaje en los terminales de los componentes es el mismo, y la corriente se divide entre ellos, de acuerdo con la ley de Ohm [Ec. (15.25)]. Los circuitos en paralelo se usan, por regla general, para distribuir electricidad en edificios, mientras que los circuitos en serie se utilizan para iluminar calles.

El **equipo de servicio** consta de un interruptor de circuito o conmutador, con fusibles y accesorios, localizado cerca del punto de entrada de los conductores de alimentación a un edificio, y constituye el principal control y medio de interrumpir la corriente. Los **alimentadores** son los conductores entre el equipo de servicio, o el tablero de control de una planta aislada, y los dispositivos protectores de sobrecorriente de los circuitos ramales. El circuito **derivado** (o ramal) es la parte del sistema entre el alimentador y la carga o el equipo que consume corriente. Los circuitos ramales llevan la corriente a

las salidas, o sea los puntos donde la corriente se toma para los equipos. Un **receptáculo**, o caja de salida para uso general, permite que se tomen derivaciones del circuito mediante un enchufe y un cable flexible.

Cargas eléctricas ■ Todos los conductores deben proyectarse para la suma de las cargas, en kilowatts, del alumbrado, motores y aparatos. Como es probable que no se utilicen todas las luces al mismo tiempo, los códigos permiten reducir los alimentadores para la carga de iluminación aplicando un factor de demanda. Los códigos también especifican que los circuitos de alimentación y derivación se diseñen para una carga mínima, en watts por ft^2 de área de piso, según el tipo de local. Pero, a menudo, la carga real excede los mínimos.

No se emplean conductores de calibres menores del número 12 en circuitos derivados.

En las instalaciones pequeñas, como casas habitación, se suministra el servicio con tres alambres. Éste consta de un cable neutro y dos de energía con la corriente desfasada en 180°. Una derivación en los cables de fase proporciona una fuente de corriente de 230 volts monofásica de dos cables. Cualquiera de los cables de fase y el neutro, proporcionan una corriente de 115 volts monofásica de dos cables. Además, por razones de seguridad, se instala un alambre separado de tierra, ya que el neutro, aun cuando esté en tierra, conduce corriente.

En las instalaciones mayores, se emplea por regla general un sistema de 120/208 volts de tres fases y cuatro cables. Éste consiste en un neutro y tres cables de energía que conducen corriente desfasada 120°. Tomar una derivación de cualquiera de los cables de fase proporciona un suministro de 208 volts monofásico de dos cables. Cualquier cable de fase y el neutro suministran corriente de 120 volts monofásica de dos cables. Con otras combinaciones se obtienen suministros de 120/208 volts de dos o tres fases.

No hay flujo de corriente en el neutro cuando las cargas en los cuircuitos de sistemas están balanceadas. Por tanto, debe diseñarse el sistema de modo que, cuando se presente carga completa, se obtenga una carga casi igual en cada fase.

La **corriente en un conductor** puede calcularse de las siguientes fórmulas, en las cuales

I = corriente del conductor, A

W = potencia, W

f = factor de potencia, expresado como decimal

E_p = voltaje entre cualquiera de dos fases

E_g = voltaje entre una fase y el neutro o una tierra

Para circuitos monofásicos de dos alambres:

$$I = \frac{W}{E_p f} \text{ o } I = \frac{W}{E_g f} \tag{15.28}$$

Para circuitos monofásicos de tres alambres (y bifásico de tres alambres balanceados):

$$I = \frac{W}{2E_g f} \tag{15.29}$$

Para circuitos trifásicos de tres cables (y trifásicos de cuatro cables balanceados):

$$I = \frac{W}{3E_g f} \tag{15.30}$$

La caída de voltaje en un circuito puede calcularse de las siguientes fórmulas, en las cuales

V_d = caída de voltaje entre dos fases, o entre una fase y el neutro cuando solamente se emplea un cable de fase en el circuito

L = distancia en un sentido, en ft

cmil = milipulgada circular (1 cmil = el área de un círculo de 0.001 in de diámetro)

Para circuitos monofásicos de dos cables (y tres cables monofásicos balanceados):

$$V_d = \frac{2RIL}{\text{cmil}} \tag{15.31}$$

Para circuitos bifásicos de tres cables, trifásicos de tres cables balanceados y trifásicos de cuatro cables balanceados.

$$V_d = \frac{\sqrt{3}\,RIL}{\text{cmil}} \tag{15.32}$$

Las ecuaciones (15.31) y (15.32) contienen un factor R que representa la resistencia a la corriente directa, en ohms, para 1 mil-ft de alambre. En el caso de alambres de calibre menores que el número 3, la resistencia es la misma para corriente alterna y corriente continua. En alambres mayores que el

número 3, que conducen corriente alterna, se aplica un factor de corrección, debido a la mayor resistencia. El valor para R se toma igual a 10.7 para cobre, y a 17.7 para aluminio.

Los conductores de cobre pueden ser más económicos para conductores de diámetro pequeño, para los cuales el peso no es consideración de importancia. El menor peso puede ser ventajoso para grandes conductores. Para evitar calor excesivo y condiciones de incendio en empalmes con aluminio, de preferencia utilícense conductores del Núm. 4 AWG o de más calibre.

Al calcular conductores para alimentadores y derivaciones, las caídas de voltajes varían de 1 a 5%. Algunos códigos limitan a la caída de voltaje a 2.5% para circuitos combinados de iluminación y potencia desde el equipo de servicio a los tableros de derivaciones. Por razones de economía, la mayor parte de la caída de voltaje, del 1.5 a 2%, puede asignarse a los conductores de menor diámetro que son más comunes y sólo de 0.5 a 1% para los conductores principales. Si se trata sólo de cargas de motores, la máxima caída de voltaje puede aumentarse a 5%. El 4% de éste puede asignarse a los alimentadores.

El procedimiento general para dimensionar el calibre de un conductor, es empezar con el cable de calibre mínimo permitido por el código y probarlo para la caída de votaje. Si la caída es excesiva, se prueba un calibre mayor y se repite esto hasta que se encuentre un cable para el cual la caída de voltaje esté entre los límites deseados.

Hay que incorporar **fusibles e interruptores** en los circuitos, a fin de proteger los motores de sobrecarga de larga duración, pero que permitan el paso de corrientes altas de corta duración para los arranques. El National Electrical Code permite dichos dispositivos de protección de sobrecargas para manejar una capacidad en amperes mayor que la capacidad permisible de conducción de corriente del alambre. Para circuitos de derivación con un solo motor, los conductores deben tener una capacidad permisible de conducción de corriente, de por lo menos 125% de la carga total del motor. En los alimentadores para varios motores, la capacidad de los conductores debe ser por lo menos 125% de la carga total del motor más grande, más la suma de la carga total de los demás motores.

La parte del sistema de cableado en interruptores de servicio y tableros principales de distribución, conectados cerca de estos interruptores, consiste en cables gruesos o barras de distribución y en interruptores grandes que tienen baja resistencia. Si hay un cortocircuito, fluyen corrientes muy altas y los fusibles ordinarios o interruptores de circuito no son capaces de interrumpirlas antes que se dañe el alambrado o el equipo. Con este fin, se necesitan fusibles de alta capacidad de interrupción y de limitación de corriente, como los Amp-Traps y Hi-Caps. La compañía que suministra la energía puede proporcionar la capacidad de interrupción que se necesite.

Los códigos generalmente requieren que el servicio de alimentación de un edificio de usos múltiples se controle cerca de la entrada con no más de seis interruptores. Los medidores que proporciona la compañía de luz también deben instalarse cerca del tablero de distribución. El interruptor de servicio y el equipo de medición pueden combinarse en una sola unidad, o el interruptor puede fijarse mediante un cable a un canal separado de medidor.

(F. S. Merritt, *Buildings Design and Construction Handbook*, 5th. ed., D. G. Fink and H. W. Beaty, *Standard Handbook for Electrical Engineers* 12th. ed., H. Richter and W. Schwan, *Practical Electrical Wiring*, 15th. ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; *National Electrical Code Handbook*, National Fire Protection Association, Quincy, MA 02269.)

15.31 Iluminación eléctrica para edificios

La iluminación artificial se instala de manera fundamental para ver, pero también tiene propósitos arquitectónicos. Si se dispone de iluminación eléctrica, la iluminación en las habitaciones no está condicionada por las ventanas y tragaluces ni por las irregularidades de la luz solar.

Una unidad básica de iluminación consta de una fuente luminosa o lámpara, un dispositivo para alojarla, y equipo accesorio como pantallas y el reactor requerido para la iluminación fluorescente. La lámpara, o más comúnmente la lámpara y su luminaria, se diseñan para controlar la brillantez y la intensidad de la luz en diferentes direcciones. En general, es tan importante el confort como la facilidad para ver.

Igual que el diseño de otros sistemas de un edificio, el diseño de iluminación está controlado por los códigos de construcción; éstos contienen, por lo general, requisitos mínimos para los niveles de ilu-

minación, para la seguridad y para el bienestar de los ocupantes del edificio. Además, en Estados Unidos, el equipo de iluminación y distribución eléctrica debe satisfacer los requisitos de seguridad que establecen los códigos de construcción y el National Electrical Code, expedido por la National Fire Protection Association; debe satisfacer asimismo las normas de los Underwriters Laboratories Inc. La Illuminating Engineering Society también ha creado normas y recomendado métodos para promover el diseño de una buena iluminación.

Organismos federales y estatales, interesados en conservar energía, han fijado límites a la cantidad de energía que puede emplearse en la operación de edificios. Estos límites establecen niveles máximos de iluminación para propósitos específicos en los edificios.

El nivel de iluminación, en cualquier punto, es inversamente proporcional al cuadrado de su distancia a la fuente emisora.

Este principio se conoce como la ley del inverso del cuadrado para la radiación de la luz. En el caso de grandes fuentes emisoras, la ley se cumple aproximadamente a grandes distancias de las fuentes (por lo menos cinco veces la dimensión máxima de éstas).

Potencia de la fuente de luz ■ En forma análoga a una bomba en un sistema hidráulico o a una batería en un sistema eléctrico, una fuente de luz emite potencia luminosa. La unidad usada para medir esta potencia es la **bujía** (cp) o **candela** (cd) (unidad métrica). (En una época, 1 cp se suponía equivalente a la intensidad luminosa de una vela de cera, pero ahora se usa para definición más precisa, basada en la radiación emitida por un cuerpo negro calentado.) La unidad que se emplea para medir la potencia luminosa a cierta distancia de la fuente es el lumen (lm).

Un **lumen** es la potencia luminosa en un área de 1 ft^2 situada a una distancia de 1 ft de una fuente de luz de 1 cp.

La **eficiencia luminosa** es la unidad que se usa para medir la efectividad de las fuentes luminosas. Se calcula dividiendo la potencia total emitida en lumens, por una fuente de luz, entre la energía total suministrada en W; la unidad es, entonces, lm/W.

Nivel de iluminación ■ Un objetivo principal en el diseño de iluminación es proporcionar una **iluminancia** específica, o nivel de iluminación, en un trabajo. Para fines de diseño, el trabajo con frecuencia se toma como una superficie plana llamada **plano de trabajo**. Si esta superficie está uniformemente iluminada, entonces el nivel de iluminación es igual a los lumens recibidos por la superficie y divididos entre el área. La unidad que se utiliza para medir la iluminancia es la **bujía-pie** (fc). De acuerdo con la ley de inverso del cuadrado, la iluminancia, en un plano de trabajo normal a la dirección de una fuente emisora de luz, está dada por

$$\text{fc} = \frac{\text{cp}}{D^2} \tag{15.33}$$

donde D = distancia, ft, del plano de trabajo a la fuente emisora

cp = bujías de la fuente de luz

Para un plano de trabajo que forme un ángulo θ con la dirección de la fuente de luz

$$\text{fc} = \frac{\text{cp}\,\text{sen}\,\theta}{D^2} \tag{15.34}$$

Una **luminaria** es un dispositivo que consta de una o más lámparas o fuentes de luz, un accesorio que las ubica y protege, componentes que distribuyen la luz y elementos que conectan las lámparas a la fuente de alimentación. En general, las luminarias no irradian luz de igual intensidad en todas direcciones, debido a las características de las lámparas o la geometría de los accesorios. La iluminancia real alrededor de una sola luminaria es una consideración importante en el diseño. Este medio circundante puede caracterizarse por la curva de distribución en bujías de la luminaria. La curva indica la variación de iluminancia con respecto a la dirección de la fuente emisora de luz.

Brillantez ■ Un observador percibe un objeto gracias a la luz que éste refleja. El observador interpreta la intensidad de la sensación experimentada como brillantez. La sensación de brillantez se atribuye, por un lado, al medio luminoso que afecta el estado de adaptación del ojo, y, por otro, a la intensidad de la luz que emana del objeto. La última componente se llama luminacia o brillantez fotométrica.

La **luminancia** es la potencia luminosa que emite, transfiere o refleja una superficie en determinada dirección, por unidad de área de la superficie que

se proyecta sobre un plano normal a esa dirección. La unidad de medida de la luminancia es el lambert-pie (fL).

Un **lambert-ft** de luminancia en una dirección específica es producido por un lumen por ft cuadrado que emana de una superficie en esa dirección. Así, una superficie autoluminosa que emite 10 lm/ft^2 tiene una luminancia de 10 fL. Para superficies que reflejan o transmiten luz, la luminancia depende, sin embargo, tanto de la iluminancia de la luz incidente sobre la superficie como de las características de ésta.

Para una superficie reflejante, la luminancia se determina de la expresión

$$fL = fc \times \text{reflectancia} \qquad (15.35)$$

donde fc = bujías-pie de luz incidente. Un espejo (reflector especular) puede dar casi 100% de reflexión, mientras que una superficie negra absorbe la luz y tiene por ello una reflectancia insignificante. La mayor parte de los materiales poseen un valor intermedio de reflectancia.

Para una superficie transmisora, la luminancia se determina con la expresión

$$fL = fc \times \text{transmitancia} \qquad (15.36)$$

El vidrío claro (material transparente) puede tener una transmitancia de aproximadamente 90%, mientras que un material opaco no tiene ninguna. Las transmitancias de otros materiales transparentes pueden ser las mismas aproximadamente que para el vidrio claro; las transmitancias de materiales translúcidos pueden ser del 50% o menos. La luz incidente en una superficie, que no se refleja o transmite, es absorbida por ésta.

En general, la visibilidad mejora al aumentar la brillantez en un trabajo. En vista de que al aumentar la brillantez aumenta el costo de la energía eléctrica suministrada, no es necesario ni deseable mantener niveles de iluminación mayores que el mínimo necesario para la ejecución correcta de una tarea específica. Por ejemplo, algunos experimentos demuestran que la velocidad de lectura y compresión es prácticamente independiente de la iluminancia, arriba de cierto nivel mínimo. Este nivel depende de factores como la dificultad y duración del trabajo, la edad de los observadores, y la relación de luminancia entre el trabajo y el medio circundante. Cuanto más difícil es la tarea, y mayor edad tengan los ocupantes, más alto debe ser el nivel mínimo de iluminación.

Una brillantez intensa también es útil para atraer la atención y acentuar texturas. Por esta razón se hace incidir la luz brillante en escaparates y obras de arte.

Contraste ■ Éste se crea cuando la brillantez de un objeto y su alrededor son diferentes. Los efectos del contraste sobre la visibilidad dependen de varios factores, en especial de la relación entre la brillantez del objeto y su entorno. Idealmente, la brillantez de un trabajo debe ser la misma que la de su alrededor o fondo. Una relación de brillantez de 3 a 1 no es, empero, objetable; se aprecia, pero en general no llama la atención. Una relación de 10 a 1 acapara la atención y una relación de 50 a 1, o mayor, acentúa el objeto y disminuye la atención a todo lo demás que se encuentre en el campo de visión.

Una alta brillantez de fondo, o bajas relaciones de brillantez, pueden repercutir de modo favorable o adverso en la visibilidad. Un contraste alto no es deseable cuando genera deslumbramiento o distrae de la tarea, o crea luz discordante y sombras (perturbaciones visuales). Por otra parte, un constraste acentuado es ventajoso cuando ayuda al observador a detectar detalles; por ejemplo, la lectura de letra pequeña. El contraste grande hace que el objeto aparezca más obscuro, de manera que su tamaño y perfil puedan distinguirse fácilmente. Bajo tales circunstancias, si hay que detectar detalles en la superficie del objeto, el brillo de éste debe incrementarse por lo menos al nivel el de fondo.

Exactitud de los colores ■ Un cuerpo negro no tiene color; cuando se aplica calor en forma progresiva a tal cuerpo, éste desarrolla finalmente un resplandor rojo intenso, luego rojo cereza, luego anaranjado y, por último, blanco azulado. El color de la luz radiada se relaciona con la temperatura del cuerpo calentado. Este fenómeno es la base de una escala de temperaturas que se utilizan para comparar el color de la luz de diversas fuentes. Por ejemplo, la luz de una lámpara incandescente que tiende a ser amarílla puede designarse como una luz de 2500 K (Kelvin), mientras que la de una lámpara fluorescente blanca fría, como una luz de 4500 K.

La luz que se usa para iluminación en general es blanca, pero esta luz blanca es una combinación de colores, y algunos predominan sobre otros en la luz emitida por las fuentes que se utilizan comúnmente.

Cuando se desea luz que no sea blanca, ésta puede obtenerse seleccionando una fuente de luz rica del tono deseado, o usando filtros que generan tal tono al absorber otros colores.

La exactitud de los colores es el grado al cual una fuente de luz afecta el color aparente de los objetos. El **índice de exactitud de los colores** es una medida relativa al color percibido en los mismos objetos cuando se iluminan por una fuente de referencia, para condiciones específicas. El índice es, de hecho, una medida de la exactitud con que la luz se asemeja a la luz diurna de la misma temperatura y color. Cuanto mayor es el índice, mejor reproduce el color. El índice que se usa comúnmente para las fuentes de luz está entre 20 y 99.

Cantidad de luz ■ Los métodos para seleccionar la iluminancia o nivel de iluminación, fc, han sido desarrollados por la Illuminating Engineering Society of North America (IES) y publicados en el *IES Lighting Handbook*. Esos valores toman en cuenta lo siguiente:

La luminancia o brillantez del trabajo

La relación de luminancia entre trabajo y alrededores

La exactitud del color de la luz

El tamaño de los detalles que deben detectarse

El contraste de los detalles con su fondo

La duración y frecuencia de la ocurrencia de la tarea

La velocidad y exactitud requerida en la realización de la tarea

La edad de los trabajadores

Métodos de iluminación ■ Los siguientes métodos de iluminación pueden usarse solos o en forma combinada, con el fin de satisfacer objetivos específicos: iluminación general, iluminación local o funcional, iluminación de realce e iluminación decorativa.

La iluminación puede clasificarse como indirecta, simiindirecta difusa o directa-indirecta, y semidirecta o directa.

En la **iluminación indirecta,** de 90 a 100% de la iluminación se dirige al techo y zonas altas de las paredes; casi toda la luz llega a la zona de trabajo por reflexión. La iluminación resultante es, por lo tanto, difusa y uniforme con poco o ningún resplandor.

En la **iluminación semiindirecta,** de 60 a 90% de ésta se dirige al techo y partes altas de las paredes; el porcentaje restante se dirige, por lo general, hacia abajo. Cuando se usan luminarias elevadas, los componentes hacia abajo deben dispersarse pasándolos a través de lentes difusores o difractores con el fin de reducir el resplandor directo. La iluminación resultante en un trabajo es difusa, y casi totalmente libre de resplandor.

La **iluminación general difusa o directa-indirecta** se diseña para proporcionar aproximadamente la misma distribución de luz hacia arriba y hacia abajo. Las luminarias de alumbrado general difuso encierran la fuente de luz en un material translúcido con objeto de difundir la luz y dirigirla en todas direcciones. Las luminarias de alumbrado directo-indirecto dan poca luz cerca de la horizontal. La calidad de iluminación resultante, en estos casos, depende del tipo de plano de trabajo y de la distribución de las luminarias.

En la **iluminación semidirecta,** de 60 a 90% de ésta se dirige hacia abajo; el resto, hacia arriba. Dependiendo del nivel de adaptación del ojo, que se determina según la luminancia total de la habitación, la componente hacia arriba puede reducir el resplandor. El carácter difuso de la luz depende de la reflectancia de las paredes de la habitación y del mobiliario.

En la **iluminación directa** casi toda ésta se dirige hacia abajo. Si tales luminarias se separan adecuadamente, los reflejos de las paredes y muebles pueden difundir la luz suficientemente para usarla como iluminación general; por ejemplo, en oficinas grandes. Una distribución concentrada de estas luminarias es adecuada para resaltar detalles, efectos decorativos o iluminación local. Puesto que la iluminación directa proporciona escasa iluminación en superficies verticales, es conveniente proporcionar iluminación perimetral suplementaria.

Características de lámparas ■ La selección de las lámparas más adecuadas para los objetivos del diseño es importante para el funcionamiento y costo del sistema de iluminación. Esta decisión debe tomarse cuidadosamente antes de escoger accesorios para la lámpara. Las luminarias se diseñan para lámparas específicas.

Las lámparas se fabrican para operar con voltaje y potencia específicos o consumo de potencia. Por regla general, cuanto mayor es la potencia de un tipo específico de lámpara, mayor es su **eficiencia** o lumens obtenidos por watt.

La economía máxima se obtiene en una instalación con el uso de lámparas con el máximo rendimiento en lumens por watts, y mediante una buena calidad de iluminación. Además del rendimiento, se consideran en la selección de lámparas otros factores como la distribución de la iluminación y la exactitud de los colores. Puede obtenerse información sobre esos factores con los fabricantes de lámparas; deben solicitarse los datos más recientes al respecto, pues con cierta periodicidad se cambian las características que afectan el rendimiento de las lámparas.

Las lámparas usadas comúnmente pueden clasificarse como incandescentes, tungsteno-halógeno, fluorescentes o de descargas de alta intensidad (HID). Las lámparas HID incluyen las de vapor de mercurio, de haluro metálico, de baja y alta presión de sodio.

Consideración para la selección de unidades de iluminación ■ Puesto que las unidades de iluminación se diseñan para tipos específicos de lámparas y valores específicos de voltaje y potencia, la principal consideración al escoger la unidad de iluminación es la compatibilidad con la lámpara que va a usarse. Entre otros factores se incluyen:

Conformidad con el método escogido de iluminación

Grado en que una luminaria ayuda a lograr los objetivos de cantidad y calidad de luz por medio de la emisión y distribución de la luz

Eficiencia luminosa de una luminaria, que es la relación entre el rendimiento en lumens de la luminaria y los lumens producidos por las lámparas

Estética; de modo particular, la coordinación del tamaño y forma de las luminarias con las dimensiones de la habitación, a fin de que no resulten demasiado iluminados

Durabilidad

Facilidad de instalación y mantenimiento

La distribución de luz de las luminarias puede lograrse con medios de transmisión, reflexión, refracción, absorción y por difusión. Los reflectores juegan un papel importante; su reflectancia debe ser alta, por lo menos del 85%. La forma de un reflector —esférica, parabólica, elíptica o hiperbólica— debe seleccionarse para satisfacer los objetivos del diseño; por ejemplo, para concentrar o difundir luz en un edificio, o difundir luz sobre una lente de luminaria que controle la distribución de luz. (La necesidad de un reflector curvo que afecta el tamaño de una luminaria, puede evitarse usando una lente de Fresnel, la cual tiene la misma función que el reflector. Con este tipo de lente es posible, por lo tanto, usar una luminaria más pequeña.) El control de la luz también se logra por medio de pantallas, deflectores y rejillas que se ubican sobre las luminarias para evitar que la luz se emita en direcciones no deseables.

Un margen amplio en el control de la luz puede lograrse con lentes. Los lentes planos o perfilados pueden usarse para difundir, difractar, polarizar o colorear la luz según sea el caso. Los lentes compuestos de prismas, conos o formas esféricas pueden servir como refractores, produciendo una dispersión uniforme de la luz o concentrándola en direcciones específicas.

Mantenimiento de la eficiencia de las lámparas ■ La eficiencia de un sistema de iluminación decrece con el tiempo debido a la acumulación de polvo, disminución del rendimiento de lumens por envejecimiento de lámparas, fallas en las lámparas y deterioro de luminarias. Según el tipo de luminarias, limpieza del medio circundante y del tiempo transcurrido entre limpiezas de las lámparas y luminarias, las pérdidas de lumens que ocasiona el polvo pueden variar entre 8 y 10% para un ambiente limpio y 50% para condiciones más adversas. Asimismo, cuanto más tiempo permanezca una lámpara en operación, más pálida se vuelve su luz; por ejemplo, una lámpara fluorescente, al final de su vida produce sólo del 80 al 85% de su rendimiento original en lumens. Cuando se funden una o más lámparas y no se reemplazan, el espacio iluminado puede sufrir una pérdida considerable de iluminación. Además, en el caso de lámparas que operan con reactor, antes de fundirse sobrecargan el reactor y pueden hacer que falle. En consecuencia, una instalación con mantenimiento precario no proporciona la iluminación para la cual se proyectó y desperdicia dinero en energía consumida.

(*IES Lighting Design Handbook*, Illuminating Engineering Society, 345 E. 47th. St., New York, NY 10017; M. D. Egan, *Concepts in Lighting for Architecture*, F. S. Merritt, *Building Design and Construction Handbook*, 5th. Ed., and L. Watson, *Lighting Design*

Handbook,McGraw-Hill Publishing Company,, New York; B. Stein et al, *Mechanical and Electrical Equipment for Buildings*, John Wiley, & Sons, Inc., New York.)

15.32 Instalaciones sanitarias

Una función del sistema de drenaje en un edificio es eliminar con seguridad y rapidez los desechos humanos, naturales e industriales. El National Plumbing Code, ANSI Standard A40.8 (American. Society of Mechanical Engineers, 345 E. 47th. St., New York, N. Y. 10017), contiene las normas mínimas para proyectar dichos sistemas, pero los códigos locales de construcción pueden señalar algunos requisitos más restrictivos y deben consultarse. En la tabla 15.11 se indica el número mínimo de muebles y, accesorios requeridos por el New York City Building Code.

Cada servicio tiene una bajada de desechos, una ventila y un sifón. Las bajadas de desechos conducen los desechos de uno o más servicios a un colector en la base de un edificio. Las ventilas y tubos de ventilación proporcionan aire fresco al sistema sanitario para diluir los gases y balancear la presión de aire. Las ventilas (verticales) están conectadas a cada bajada y deben sobresalir arriba del techo. Pueden tener ramales de ventilación conectados a ellas. Las trampas (sifones) proporcionan un sello hidráulico que evita que los gases salgan de las tuberías de drenaje por los muebles. El drenaje principal, localizado debajo del servicio más bajo, conduce los desechos al colector del edificio, que empieza unos 4 o 5 ft fuera de las paredes de la cimentación. Este colector, a su vez, lleva los desechos a un alcantarillado público o a otro alcantarillado principal. Generalmente, se requiere un registro para limpieza en la parte superior del colector del edificio.

La tubería se fabrica de hierro fundido con recubrimiento interior de cemento o pintado con alquitrán, cobre, acero galvanizado o hierro dúctil, o productos plásticos. En los códigos se especifica el tipo de junta que se ha de utilizar para cada material.

Por comodidad, las descargas de los accesorios se miden en términos de número de accesorios y este número se utiliza para determinar las dimensiones de los tubos. En las tablas 15.12 y 15.13 se hace una lista del número de muebles asignados a diferentes tipos de servicios en el National Standard Plumbing Code, así como la medida mínima de sifón recomendado. En la tabla 15.14 se anota el número máximo de unidades de accesorios (equivalentes a la descarga máxima permisible) que pueden conectarse a las bajadas y, a los ramales horizontales de diferentes diámetros. De la misma manera,enla tabla 15.15sedanelmáximonúmero de unidades de accesorios que pueden conectarse a drenajes y alcantarillados de diferentes diámetros de edificios. En la tabla 15.16 se dan el diámetro de las ventilas y la máxima longitud permitida para diferentes tamaños de bajadas de desperdicio y varias unidades de accesorios.

El sistema hidráulico también puede servir para desechar la lluvia de los techos, patios, pozos y pisos expuestos a la intemperie. Por regla general, los canales y bajadas exteriores de lámina no se incluyen en el contrato de plomería, pero sí las bajadas interiores y los drenajes para agua pluvial. Aunque el drenaje pluvial puede descargar en los drenajes sanitarios, los códigos generalmente prohíben utilizar drenajes pluviales con aguas negras. Las dimensiones recomendadas de las bajadas y los drenajes de agua pluviales horizontales se recomiendan en la tabla 15.16. La tabla 15.17 contiene una lista de dimensiones de los canalones semicirculares.

En general, se requiere tubería indirecta para desechos, para las descargas de equipo tipo comercial de manejo de alimentos y lavadoras de platos, fregaderos, lavanderías, mesas de vapor, refrigeradores, hervidores de huevo, hieleras, cafeteras, destiladores, esterilizadores y de unidades que necesitan conexiones de drenajes pero que generalmente no se consideran como accesorios de plomería. Cada tubería indirecta para desechos no se conecta directamente al drenaje del edificio, sino que descarga en una fosa o receptáculo, desde donde fluye a los drenajes. Debe haber un espacio de aire para separar la tubería de desechos indirectos de los drenajes. La longitud de espacio de aire debe ser por lo menos el doble del diámetro del drenaje utilizado. Este requisito se satisface mediante un tubo que descarga en un registro de drenajes con trampa o respiradero, un fregadero de desechos o un accesorio similar que no se utilice para fines domésticos o culinarios. El tubo de desechos indirecto debe terminarse por lo menos a 2 in arriba del nivel de piso del accesorio.

Al finalizar la instalación de la plomería, el sistema se inspecciona o prueba con aire o agua. En la prueba hidráulica, todas las aberturas, con la excep-

TABLA 15.11 Número mínimo de muebles para varios usos[a]

Tipo de edificio u ocupación	Inodoros		Mingitorios	Lavabos		Tinas de baño o regaderas	Bebederos[c]
Viviendas o edificios de departamentos[d]	1 por cada vivienda o departamento			1 por cada unidad		1 por cada unidad	
Edificios públicos, oficinas, actividad mercantil, almacenes; bodegas, fábricas y empleados institucionales[e]	Núm. personas de cada sexo	Núm. de muebles	Se pueden instalar mingitorios en baños de hombres en lugar de inodoros, pero no más de la mitad de inodoros requeridos cuando haya más de 35 personas	Núm. de personas	Núm. de muebles	1 regadera por cada 15 personas expuestas a calor excesivo o contaminación de la piel	1 por cada 75 personas
	1-15	1		1-20	1		
	16-35	2		21-40	2		
	36-55	3		41-60	3		
	56-80	4		61-90	4		
	81-110	5		91-125	5		
	111-150	6		1 mueble por cada 45 personas adicionales[g,h]			
	1 mueble por cada 40 personas adicionales						
Escuelas[f]	Hombres	Mujeres				Para gimnasios o albercas, 1 por cada 3 alumnos de grupos más grandes que usen la alberca a la vez	1/50 personas pero por lo menos 1 por piso
Primarias	1/90	1/35	1/30 Hombres	1/50 Alumnos			
Secundarias	1/90	1/35	1/30 Hombres	1/50 Alumnos Más de 300 alumnos 1/100 alumnos			
Puntos de reunión: auditorios, teatros, salones de convenciones	Núm. de personas	Núm. de muebles	Núm. de personas / Núm. de muebles	Núm. de personas	Núm. de muebles		1 por cada 1000 personas excepto que habrá por lo menos 1 mueble por cada piso del lugar de reunión
	1-100	1	1-200 / 1	1-200	1		
	101-200	2	201-400 / 2	201-400	2		
	201-400	3	401-600 / 3	401-750	3		
	Más de 400, sumar 1 mueble por cada 500 hombres más y 1 por cada 800 mujeres		Más de 600, sumar 1 por cada 300 hombres[e]	Más de 750, sumar 1 mueble por cada 500 personas			
Dormitorios[i]	Hombres: 1 por cada 10 personas Mujeres: 1 por cada 8 persona		1 por cada 25 hombres. Más de 150, sumar 1 mueble por cada 50 hombres[e]	1 por cada 12 personas		1/8 personas. Por cada 30 mujeres, sustituir 1 tina por 1 regadera	1 por cada 75 personas
Planta provisional para trabajadores	1/30 trabajadores		1/30 trabajadores				Por lo menos 1 por cada piso equivalente por cada 100 trabajadores

[a]Las cantidades mostradas están basadas en un mueble como mínimo requerido para el número de personas indicado, o cualquier fracción del mismo.

La población empleada para determinar el número de muebles requeridos debe estar basada en el número de personas que ocupen el espacio, pero no menos de 125 ft^2 de área neta de piso por persona.

[b]Las categorías de construcción no mostradas en esta tabla serán consideradas por separado por la autoridad administrativa.

[c]Los bebederos no deben instalarse en baños.

[d]Lavaderos —un solo lavadero por cada vivienda o dos lavaderos por cada 10 departamentos. Fregaderos— uno por cada vivienda o departamento.

[e]Según indique la ANSI Standard Safety Code for Industrial Sanitation in Manufacturing Establishments (ANS Z4.1-1935).

[f]Este programa fue adoptado (1945) por el National Council on Schoolhouse Construction.

[g]Donde haya exposición a contaminación de la piel con materiales venenosos, infecciosos o irritantes, instalar 1 lavabo por cada 5 personas.

[h]24 in lineales de lavabos o 18 in de lavabo circular, cuando equipado con salidas de agua para tal espacio, debe considerarse equivalente a 1 lavabo.

[i]Lavaderos, 1 por cada 50 personas. Fregaderos con triturador de desechos, 1 por cada 100 personas.

[j]Plantas para trabajadores provisionales:

Pileta urinales de 24 in = 1 mingitorio. Pileta de 48 in = 2 mingitorios.

Pileta urinales de 36 in = 2 mingitorios. Pileta urinal de 60 in = 3 mingitorios. Pileta urinal de 72 in = 4 mingitorios.

Generalidades. Al aplicar este programa de instalaciones, deben considerarse los muebles. Apegarse estrictamente a un número puede no resultar en una instalación adecuada a las necesidades del establecimiento en particular. Por ejemplo, las escuelas deben estar equipadas con baños en cada piso donde haya salones de clase.

ción de las más altas deben sellarse bien. Las tuberías se llenan con agua, de modo que la presión mínima sea de una columna de 10 ft, excepto en el caso de los 10 ft superiores del sistema. En la prueba de aire, el sistema se sella y se sujeta a una presión de 5 psi. En una prueba final se emplea un humo de olor fuerte o menta. Cuando se prueba con humo, debe mantenerse una presión por lo menos de 1 in de agua sobre el sistema sellado durante 15 min antes de la inspección. Para realizar la prueba de menta, se inyectan dos onzas de aceite de menta en cada línea o bajada.

(H. E. Bovay, Jr., *Handbook of Mechanical and Electrical Design for Buildings*, T. G. Hicks, *Plumbing Design and Installation Reference Guide*, J. F. Mueller, *Plumbing Design and Instalation Details*, L. Nielsen, *Standard Plumbing Engineering Design*, 2nd Ed., McGraw-Hill Publishing Company,, New York; B. Stein et al, *Mechanical and Electrical Equipment for Buildings*, John Wiley & Sons, Inc., New York; *National Standard Plumbing Gode*, National Association of Plumbing-Heating-Cooling Contractors, Falls Church, V.A22046; *Uniform Plumbing Code*, International Association of Plumbing and Mechanical Of-

TABLA 15.12 Accesorio por servicio o grupo

Tipo de accesorio	Valor del accesorio como factor de carga	Dimensión mínima de trampa, in
Un grupo de un cuarto de baño consiste en excusado, lavamanos y tina o regadera	Excusado de tanque, 6 Excusado de válvula de descarga, 8	
Tina* (con o sin regadera)	2	1½
Bidet	1	1¼
Lavadora de ropa doméstica, automática	3	2
Bebedero	½	1
Lavaplatos doméstico	2	1½
Drenaje de piso†	1	2
Fregadero de cocina, doméstico	2	1½
Fregadero de cocina, doméstico con unidad trituradora de desperdicios alimenticios	2	2
Lavabo‡	1	1½
Lavadero (1 o 2 compartimientos)	2	1½
Regadera doméstica	2	2
Regaderas (grupo) por cabeza	3	2
Mingitorio de pedestal, de sifón, de presión	6	Nominal 3
Mingitorio de pared	4	1½
Mingitorio recto	4	2
Pileta urinal (cada sección de 2 ft)	2	1½
Inodoro operado con tanque	4	2
Inodoro operado con válvula	6	3

Fuente: National Standard Plumbing Code.
*Una regadera arriba de una tina no aumenta el valor del accesorio.
†La dimensión de la trampa del drenaje depende del área de agua superficial por drenar.
‡Los lavamanos con trampas de 1¼ o 1½ in tienen el mismo valor de carga; válvulas de tapones más grandes (orificios de drenaje) tienen una velocidad de flujo mayor.

ficials, Los Angeles, CA 90032; *ASPE Data Book*, American Society of Plumbing Engineers, Sherman Oaks, CA 91403.)

15.33 Sistemas de rociadores contra incendio

Los rociadores son muy eficaces para evitar que se propague el fuego en edificios, y consisten esencialemente en tubos horizontales paralelos, instalados cerca de los techos. La sustancia química extinguidora es agua, aunque a veces se utiliza dióxido de carbono. El agua, que se mantiene bajo presión de descarga de las tuberías a través de los rociadores que están ajustados para abrirse cuando la temperatura del aire sube rápidamente o llega a un nivel específico, generalmente de 135 a 160°F.

Los tipos más comunes de sistemas de rociadores son los de tubería húmeda, de tubería seca, de preacción y de diluvio. Las tuberías de un sistema de tubería húmeda contienen agua todo el tiempo y descargan inmediatamente cuando se abren los rociadores. En un sistema de tubería seca, se descarga el aire que está bajo presión en las tuberías cuando se abren los rociadores, lo cual permite que el agua a presión abra una válvula que permite que circule el agua hasta los rociadores. Estos sistemas son adecuados para áreas sin calefacción en climas

TABLA 15.13 Estimados de otros valores de accesorios por accesorio o grupo

Dimensión de drenaje o trampa del accesorio, in	Valor unitario del accesorio
1¼ de in o menos	1
1½	2
2	3
2½	4
3	5
4	6

Fuente: De National Standard Plumbing Code.

TABLA 15.14 Cargas máximas permisibles, muebles, para tubería de drenaje sanitario

Diámetro de tubería, in	Número máximo de accesorios que pueden conectarse a				Número máximo de accesorios que pueden conectarse a cualquier parte* del drenaje del edificio o alcantarillas del edificio			
	Cualquier ramal horizontal de accesorio*	Una bajada de 3 pisos de altura o 3 intervalos	Más de 3 pisos de altura		Caída por ft			
			Total para la bajada	Total en un piso o intervalo de ramal	1/16 in	1/8 in	1/4 in	1/2 in
1¼	1	2	2	1				
1½	3	4	8	2				
2	6	10	24	6			21	26
2½	12	20	42	9			24	31
3	20†	30‡	60‡	16†		20‡	27†	36†
4	160	240	500	90		180	216	250
5	360	540	1100	200		390	480	575
6	620	960	1900	350		700	840	1000
8	1400	2200	3600	600	1400	1600	1920	2300
10	2500	3800	5600	1000	2500	2900	3500	4200
12	3900	6000	8400	1500	3900	4600	5600	6700
15	7000				7000	8300	10 000	12 000

Fuente: National Standard Plumbing Code.
*Incluye los ramales del drenaje del edificio
†No más de 2 inodoros.
‡No más de 6 inodoros.

TABLA 15.15 Diámetro y longitud de bajadas de ventilación y ventilas de ramal

Diámetro, in, de bajada para desechos o tierra	Muebles conectados	Diámetro de ventila requerida, in								
		1¼	1½	2	2½	3	4	5	6	8
		Máxima longitud desarrollada de ventila, ft								
1¼	2	30								
1½	8		150							
2	24		50	150						
2½	42			100	300					
3	72				80	400				
4	500					180	700			
5	1100						200	700		
6	1900							200	700	
8	3600									800
10	5600									250

fríos. Los sistemas de preacción contienen aire, que puede no estar bajo presión dentro de los tubos. Hay dispositivos sensibles al calor, cerca de los rociadores, que abren las válvulas de agua cuando ocurre un incendio. El sistema de diluvio tiene rociadores acoplados a un sistema de tubería. Hay dispositivos sensibles al calor en la misma zona de los rociadores, los cuales abren una válvula que permite al agua descargarse en todos los rociadores cuando ocurre un incendio en la zona protegida.

El sistema de rociadores debe tener una reserva de agua de capacidad y presión adecuadas. Como fuente secundaria, puede permitirse una bomba contra incendio movida por un motor y controlada automáticamente, que se abastece de una tubería principal de agua o de un sistema de reserva a presión con suficiente capacidad.

Las autoridades locales para prevención de incendios y los aseguradores contra incendio tienen requisitos específicos para el tipo, material, dimensión y espaciado de tuberías y rociadores. Deben consultarse antes de proyectar cualquier sistema.

(C. M. Harris, *Handbook of Utilities and Services for Buildings*, and F. S. Merritt, *Buildings Design and Construction Handbook*, 5th Ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; R. E. Solomon, *Automatic Sprinklers Handbook. Life Safety Code Handbook*, and *The SFPE Handbook ofFire Protection Engineering*, National Fire Protection Association, Quincy, MA 02269.)

15.34 Tuberías para agua caliente y fría en edificios

Los códigos locales de construcción contienen normas mínimas para tuberías de agua caliente y fría. Por ejemplo, el New York City Building Code especifica una presión de 8 psi en una llave de salida de agua abierta hasta el tope. La presión máxima no debe pasar de 85 psi sin caudal. Además, se pueden usar unidades para las cuales los fabricantes tengan requisitos más estrictos, por ejemplo para la presión. Debe tenerse cuidado de utilizar criterios previamente recomendados para presiones y caudales en llaves y accesorios, debido a cambios de diseño desde que se establecieron esos criterios. Consúltense las últimas recomendaciones con los fabricantes de unidades en particular.

Debe darse suficiente tolerancia para tomar en cuenta las pérdidas de presión en la tubería y las conexiones entre la fuente de suministro y los accesorios, para que se mantengan las presiones requeridas en los accesorios. Si es necesario, pueden emplearse bombas para aumentar la presión o tanques de gravedad y de presión para mantener la presión. Si existe el peligro de presión excesiva en algunas partes del sistema que pueda causar golpes de ariete, se instalan cámaras de aire u otro dispositivo aprobado para proteger las tuberías de las sobrepresiones y reducir el ruido.

Las tuberías para distribución de agua pueden ser de cobre, bronce, plomo, hierro fundido, hierro

TABLA 15.16 Áreas máximas de drenaje para bajantes verticales y drenajes horizontales pluviales para lluvia de 1 in/h*

Bajantes verticales		Drenajes horizontales pluviales			
Diámetro de bajante o conductor,† in	Área máxima proyectada, ft²	Diám. de drenaje, in	Área máxima de techo proyectada, ft², para drenajes de varias pendientes, in/ft		
			⅛	¼	½
2	2880				
2½	5200	3	3288	4640	6576
3	8800	4	7520	10 600	15 040
4	18 400	5	13 360	18 800	26720
5	34 600	6	21400	30 200	42800
6	54 000	8	46 000	65 200	92000
8	116 000	10	82 800	116 800	165 600
		12	133 300	188 000	266 400
		15	238 000	336 000	476 000

*Divídanse áreas de techo tabuladas entre cantidad de lluvia de diseño, in/h, si es mayor de 1 in/h.
†El diámetro equivalente de bajante cuadrado o rectangular puede tomarse como el diámetro de un círculo inscrito en el área del bajante.

forjado, acero o plástico. Deben consultarse los códigos locales de construcción para hallar los materiales aprobados y los tipos de uniones para cada caso. Debe evitarse el uso de soldadura que contenga plomo u otras sustancias de riesgo para la salud.

El sistema se proyecta de manera que nunca exista la posibilidad de tener contraflujos. Los códigos generalmente especifican que se mantenga un espacio de aire entre las salidas del mueble y el nivel de agua del receptáculo y que sea de una dimensión apropiada para cada tipo de accesorio.

El **agua caliente** puede suministrarse mediante sistemas de alimentación de subida o de bajada, con el agua no utilizada que regresa al calentador. En un sistema de alimentación de subida, los muebles sanitarios reciben el agua caliente de una bajada que llega directamente del calentador. En un sistema de alimentación de bajada, el agua caliente se lleva al piso más alto por una tubería de alimentación y se

TABLA 15.17 Áreas máximas de drenaje para canales de techo para lluvia de 1 in/h*

Diám. de canales,† in	Área de techo máxima proyectada, ft², para canales de varias pendientes, in/ft			
	1/16	⅛	¼	½
3	680	960	1360	1920
4	1440	2040	2880	4080
5	2500	3520	5000	7080
6	3840	5440	7680	11080
7	5520	7800	11040	15 600
8	7960	11200	15 920	22400
10	14400	20400	28 800	40000

*Divídanse áreas de techo tabuladas entre cantidad de lluvia de diseño, in/h, si es mayor de 1 in/h.
†Se pueden usar canales que no sean semicirculares si tienen área de sección transversal equivalente.

TABLA 15.18 Demanda de agua caliente por accesorio en diferentes tipos de edificios. (Basada en condiciones promedio para los edificios considerados, en galones de agua por hora por accesorios a 140°F.)

Tipo de accesorio	Edificio de departamentos	Hospital	Hotel	Planta industrial	Edificio de oficinas
Lavabos privados, piletas	2	2	2	2	2
Lavabos públicos, piletas	4	6	8	12	6
Tinas de baño	20	20	20		
Regaderas	30	75	75	225	30
Fregaderos de desperdicios	20	20	30	20	15
Lavatrastes		50-150	50-200	20-100	
Fregadero de despensa	5	10	10		
Factor de demanda	0.30	0.25	0.25	0.40	0.30
Factor de almacenamiento	1.25	0.60	0.80	1.00	2.00

descarga por la parte superior a través de una válvula de descarga, y el suministro a los muebles sanitarios se hace mediante una tubería de retorno.

Generalmente, el agua caliente se suministra de 130°F a 140°F (véase tabla 15.18). Para limpieza de pisos, el agua puede llegar a los fregaderos a 150°F.

Calentadores ■ Los calentadores de agua domésticos pueden ser manuales o automáticos. Hay dos tipos de calentadores automáticos: de depósito o instantáneos (de paso). El calor necesario para los calentadores de depósito pueden proveerse mediante vapor o agua caliente. El tanque almacena agua caliente para uso futuro. Para ciertos usos que tienen una demanda irregular de agua caliente, como en edificios escolares, de oficinas o industriales, se necesita una reserva de capacidad relativamente grande. Sin embargo, cuando la demanda es casi uniforme, como sucede en hoteles, edificios de apartamentos y hospitales, la reserva puede ser menor, pero la capacidad del elemento calefactor debe ser mayor. En el caso de los calentadores instantáneos, el agua se calienta conforme se necesita, y no existe ningún tanque de almacenamiento. Algunos calentadores tienen tuberías rectas o en forma de V a través de las cuales pasa el agua de alimentación que se va a calentar.

Agua fría ■ El caudal requerido de agua fría en instalaciones sanitarias generalmente se miden en términos del número de muebles. La carga para cada tipo de muebles se determina multiplicando el número de cada tipo que se instala en cada ramal, o bajada o en el edificio por el peso de demanda en unidades de muebles (tabla 15.19). En la figura 15.27 se relacionan las unidades con la demanda probable de grupos de muebles en galones de agua por minuto. La figura 15.28 es una ampliación de la figura 15.27 para intervalo de 0 a 250 unidades. La demanda de agua caliente por mueble en galones por hora a 140°F, para diferentes tipos de edificios, se encuentra en la tabla 15.18.

Los diámetros mínimos para tuberías de alimentación de agua caliente y fría en muebles, para conservar la velocidad de flujo dentro de límites de códigos, se indica en la tabla 15.20. En el caso de edificios pequeños, pueden usarse los siguientes

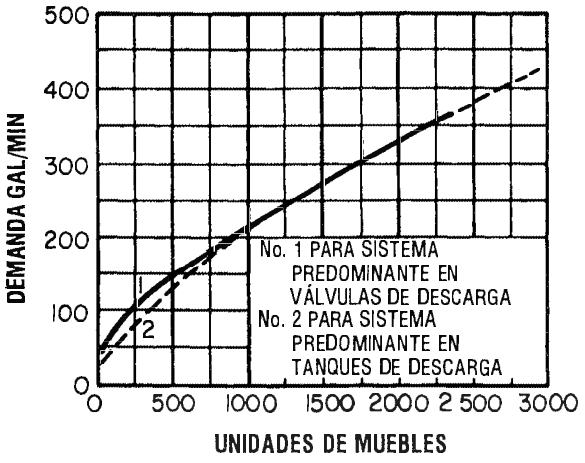


Figura 15.27 Curvas para estimar la carga de demanda de agua para uso doméstico.

TABLA 15.19 Unidades de accesorio para estimar gasto de agua en muebles*

Mueble o grupo	Uso	Tipo de control de alimentación	Unidades		
			Caliente	Fría	Total
Inodoro	Público	Válvula de descarga		10	10
Inodoro	Público	Tanque de descarga		5	5
Mingitorio de pedestal	Público	Válvula de descarga		10	10
Mingitorio de pared o asiento	Público	Válvula de descarga		5	5
Mingitorio de pared o asiento	Público	Tanque de descarga		3	3
Lavabo	Público	Llave de nariz	1.5	1.5	2
Tina de baño	Público	Llave de nariz	3	3	4
Regadera	Público	Válvula mezcladora	3	3	4
Fregadero de servicio	Oficina, etc.	Llave de nariz	2	2	4
Fregadero de cocina	Hotel o restaurante	Llave de nariz	3	3	4
Bebedero	Varios	Válvula de ⅜	0.25		0.25
Inodoro	Privado	Válvula de descarga		6	6
Inodoro	Privado	Tanque de descarga		3	3
Lavabo	Privado	Llave de nariz	0.75	0.75	1
Tina de baño	Privado	Llave de nariz	1.5	1.5	2
Regadera	Privado	Válvula mezcladora	1.5	1.5	2
Grupo de baño	Privado	Válvula de descarga para WC	2.25	6	8
Grupo de baño	Privado	Tanque de descarga para WC	2.25	4.5	6
Regadera separada	Privado	Válvula mezcladora	1.5	1.5	2
Fregadero de cocina	Privado	Llave de nariz	1.5	1.5	2
Lavadero	Privado	Llave de nariz	2	2	3
Lavaplatos	Privado	Automático		1	1

*Para calcular demanda máxima probable, súmense unidades de accesorio; luego determínese gasto de las figuras 15.26 o 15.27 o tablas o diagramas semejantes.

Por ejemplo, para determinar el gasto probable de dos ramales, súmense las unidades de accesorio asignadas a cada ramal y utilice la suma para determinar el gasto, gal/min.

diámetros para las tuberías principales que suministran agua a los distintos ramales:

½ in para tuberías principales con hasta tres ramales de ⅜ in

¾ in para tuberías principales con hasta tres ramales de ½ in, o cinco ramales de ⅜ in

1 in para tuberías principales con hasta tres ramales de ⅜ in, u ocho ramales de ½ in o quince ramales de ⅜ in

Las medidas mínimas de tubería que se dan en la tabla 15.20 pueden ser adecuadas para ramales cortos a accesorios individuales; pero el gasto y presión que requieren pueden exigir mayores medidas. La medida de los tubos elevadores pueden calcularse a partir del gasto requerido en galones por minuto y la pérdida de presión permitida entre la tubería principal y los accesorios más altos.

Cuando la tubería de agua potable se haya terminado de instalar, antes de emplearse debe desinfectarse con cloro utilizando un procedimiento aprobado por el código local.

Bibliografía ■ Véase sección 15.32, página 15.80.

15.35 Acústica

En edificios, la acústica es la creación de las condiciones necesarias para escuchar cómodamente y

TABLA 15.20 Diámetros mínimos para tubería de abastecimiento de muebles*

Tipo de muebles o dispositivo	Diámetro de tubería, in	Tipo de mueble o dispositivo	Diámetro de tubería, in
Tinas	½	Regadera (cabeza sencilla)	½
Combinación de fregadero y tarja	½	Fregaderos (de servicio, de desperdicios)	½
Bebedero	⅜	Fregaderos, de flujo por el borde	¾
Lavatrastes (doméstica)	½	Mingitorio (de tanque lavador)	½
Fregadero de cocina, residencial	½	Mingitorio (de válvula de flujo directo)	¾
Fregadero de cocina, comercial	¾	Excusado (de tanque)	⅜
Lavamanos	⅜	Excusado (de válvula de flujo)	1
Tarja de lavandería, 1, 2 o 3 compartimientos	½	Llaves de manguera	½
		Hidrante de pared	½

*El objetivo es restringir la velocidad de flujo a no más de 8 o 10 ft/s, dependiendo de los requisitos del reglamento de construcción local.

para controlar los ruidos. La acústica es arte y ciencia, porque el concepto de lo que es comodidad y lo que es ruido depende de la forma y la función del local que se está proyectando. Un sonido que para una persona no es demasiado fuerte, para otra puede ser molesto; lo que es confortable en una fábrica puede ser indeseable en una escuela; la música que disfruta un aficionado puede considerarse como ruido para un vecino que está tratando de dormir. El ruido es un sonido indeseable.

Los sonidos se caracterizan por el tono o frecuencia, intensidad o fuerza, y distribución espectral de energía o calidad. Una persona promedio puede escuchar de 20 Hz (Hertz o ciclos, o vibraciones por segundo) a 20 kHz. Los sonidos de alta frecuencia o de tono alto molestan más a la mayoría de las personas que los sonidos de tono bajo de la misma intensidad. Sin embargo, los sonidos de tono alto se atenúan más rápidamente en el aire que los de tono bajo.

La intensidad sonora es una evaluación subjetiva de la presión del sonido o su nivel. Debido a que la respuesta humana a la intensidad sonora varía con la frecuencia, cualquier medida de intensidad sonora debe incluir la frecuencia, de alguna manera, así como la presión o la intensidad para que pueda ser importante en la acústica de las construcciones. Además, los cambios en la respuesta humana a la intensidad sonora depende de la relación de las intensidades del sonido. En la acústica, la relación 10:1 se llama bel. En la práctica, la unidad que se utiliza con mayor frecuencia es el decibel (dB), que es igual a 0.1 bel.

El **nivel de intensidad** IL en dB, usado como medida de intensidad sonora, se define mediante

$$IL = 10 \log_{10} \frac{I}{I_0} \qquad (15.37)$$

donde I = intensidad, medida en W/cm^2

I_0 = intensidad de referencia = 10^{-16} W/cm^2

La ecuación (15.37) indica que el nivel cero corresponde a $I = I_0$, la intensidad de referencia, la cual a su vez corresponde al umbral auditivo promedio del hombre de alrededor de 1 kHz (hertz o ciclos por segundo).

El **nivel de presión del sonido** SPL, dB, tomando en cuenta que la intensidad varía con el cuadrado de la presión, puede definirse mediante

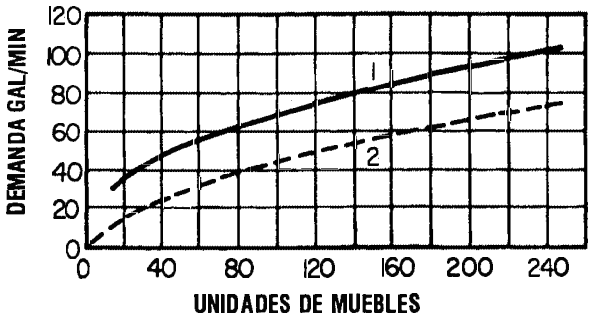


Figura 15.28 Ampliación de la parte de demanda baja de la figura 15.27.

TABLA 15.21 Comparación de la intensidad, nivel de presión de sonido y sonidos comunes

Intensidad relativa	*SPL*, dBA*	Intensidad sonora
100 000 000 000 000	140	Avión de propulsión a chorro y fuego de artillería
10 000 000 000 000	130	Umbral de dolor
1 000 000 000 000	120	Umbral de sensibilidad
100 000 000 000	110	
10 000 000 000	100	Interior de avión de hélice
1000000 000	90	Orquesta sinfónica completa o banda
100 000 000	80	Interior de automóvil a alta velocidad
10 000 000	70	Conversación cara a cara
1000000	60	
100 000	50	Interior de oficina general
10 000	40	Interior de oficina privada
1000	30	Interior de recámara
100	20	Interior de teatro vacío
10	10	
1	0	Umbral de audición

**SPL* se mide en la escala *A* de un medidor estándar de nivel de sonido.

$$SPL = 20 \log_{10} \frac{p}{p_0} \qquad (15.38)$$

donde p = presión, medida en pascales (Pa)

P_0 = presión de referencia= 0.00002 Pa

Un cambio en el nivel de sonido de menos de 3 bB probablemente no sea perceptible; un cambio de 5 dB será notable. Un aumento de 10 dB parece ser 2 veces mayor que un aumento de 5 dB, y un aumento de 20 dB mucho mayor que un aumento de 10 dB, pero no exactamente proporcional.

Los niveles de sonido en general se miden con instrumentos electrónicos que responden a la presión de sonido. La lectura sobre la escala *A* de dicho instrumento se utiliza porque esta escala se ajusta a las frecuencias que corresponden de alguna manera con la respuesta del oído humano. En dichos casos, la unidad se indica por dBA.

En la tabla 15.21 se muestra una comparación de la intensidad *SPL* y los sonidos comunes.

La proyección y análisis de la acústica tienen por objeto controlar el sonido y la vibración. El control de sonido se logra mediante barreras o confinamientos, utilización de materiales acústicamente absorbentes y otros fabricados y armados en forma adecuada. El control de la vibración se logra mediante construcciones que absorben energía, en general con materiales elásticos, o por amortiguamiento con materiales viscoelásticos.

La eficacia de una barrera para detener el sonido se mide mediante la **pérdida de transmisión de sonido**, que es, la pérdida de nivel de energía conforme pasa el sonido a través de una barrera. Cuanto mayor sea la masa de la barrera, mayor es la pérdida de la transmisión de sonido y, por tanto, es más eficaz la barrera, pero la relación entre masa y pérdida de transmisión no es lineal. En las bajas frecuencias las pérdidas tienden a ser más grandes; en otras frecuencias, menores que las que indicaría una relación lineal. En la tabla 15.22 se enumeran el comportamiento de varias barreras y los sistemas de clasificación para medirla.

Una barrera con una gran pérdida de transmisión de sonido puede perder su efecto, si el sonido puede pasar alrededor de la barrera a través de aberturas o mediante transmisión a través de una construcción adyacente. Los ductos, tuberías y casi cualquier componente rígido continuo de un edificio pueden llevar el sonido alrededor de una barrera. Por tanto, hay que tomar precauciones para evitar esto. El empleo de una alfombra sobre una bajoalfombra elástica, por ejemplo, es muy eficaz para absorber algunos sonidos, como pisadas, taconazos, y el ruido de objetos ligeros que caigan. Las aberturas deben taparse. La vibración de máquinas y otros equipos puede absorberse apoyándolos sobre resortes, cojines elastométricos u otras monturas elásticas.

La vibración de las barreras, que resultan del impacto del sonido o la transmisión de las vibracio-

TABLA 15.22 Clase de transmisión de sonido (STC) de diversas construcciones

Construcción	*STC*
Vidrio plano de ¼ de in	26
Vidrio doble, hojas de ¼ in, espacio de aire de 4 in	48
Puerta de núcleo hueco de 1½ in	22
Puerta de madera sólida de 1¾ in	30
Madera contrachapada de ¾ de in	28
Tablarroca (tabla de yeso) de ½ in ambas caras de montantes de 2 × 4	33
Placa de acero de ¼ de in	36
Muro de bloque de concreto de 6 in	42
Muro de bloque de concreto reforzado de 8 in	51
Muro de bloque de concreto de 12 in	53
Muro de cavidad, bloque de concreto de 6 in, espacio de aire de 2 in	56

TABLA 15.23 Coeficiente de reducción y absorción de sonido

Absorbente	Espesor, in	Densidad, lb/ft^3	Coeficiente de reducción de ruido (*NRC*)
Paneles de fibra de vidrio o mineral	½-4	½-6	0.45-0.95
Losetas, paneles o tablas moldeadas	½-1⅛	8-25	0-45-0.90
Repelladas (porosos)	⅜-¾	20-30	0.25-0.40
Fibras y aglutinantes rociados	⅜-1⅛	15-30	0.25-0.75
Espuma, plásticos de celda abierta, elastómeros, etc.	½-2	1-3	0.35-0.90
Alfombras	Varía con pliegues, textura, respaldo, bajoalfombras, etc.		0.30-0.60
Cortinas	Varía con pliegues, textura, peso, tejido abierto		0.10-0.60

	Coeficiente de absorción por ft^2 de área de piso a frecuencias, Hz					
Absorbente	125	250	500	1000	2000	4000
Auditorio sentado	0.60	0.75	0.85	0.95	0.95	0.85
Butacas vacías con vestidura (de tela)	0.50	0.65	0.80	0.90	0.80	0.70

nes de máquinas, puede atenuarse mediante el ensamble adecuado de muchas maneras. Una forma es fijarlas a un material de barrera que tenga una fricción interna alta o mala conexión entre las partículas, o con los materiales viscoelásticos, como los compuestos asfálticos que no son completamente elásticos ni completamente viscosos. Además, los componentes de una barrera pueden conectarse mediante un adhesivo viscoelástico.

Absorción de sonido ■ La reflexión del sonido de una superficie puede reducirse si ésta se recubre con un absorbente acústico, generalmente tableros porosos y ligeros, que convierten la energía mecánica del sonido en calor. Las superficies expuestas pueden ser lisas o texturizadas, fisuradas o perforadas o decoradas de muchas maneras. La selección de un absorbente se basa en su eficacia de absorción, apariencia, resistencia al fuego, resistencia a la humedad, resistencia al esfuerzo y necesidad de mantenimiento. Sin embargo, un absorbente puede tener poca resistencia a la transmisión del sonido y no debe emplearse para tratar de mejorar el aislamiento del sonido de una barrera de aire.

Los **coeficientes de absorción de sonido** se utilizan como una indicación de la eficacia absorbente de materiales de construcción. El coeficiente de absorción de sonido de un producto es la relación de la energía que puede absorber de una onda de sonido al total de energía que llega. A un absorbente perfecto se le asignaría un coeficiente de 1. Sin embargo, la absorción de sonido depende de la frecuencia de éste (tabla 15.23). Por tanto, los coeficientes para un producto generalmente se dan para frecuencias específicas, o algunas veces para un grupo de frecuencias tal como el coeficiente de reducción de ruido, *NRC* por sus siglas en inglés, en la (tabla 15.23).

Los absorbentes en general no se utilizan únicamente para reducir la reflexión indeseable del sonido, como los ecos y la distorsión, sino también para asegurar las reverberaciones deseables. Los *ecos* son reflexiones bien definidas. La *distorsión* se produce mediante ecos parcialmente reconocibles, repetitivos y rápidos, como los que ocurren entre las paredes paralelas de un corredor. La *reverberación* resulta de ecos aislados, repetitivos, muy rápidos que producen un sonido mal definido y continuo, el cual persiste después que ha cesado el sonido que producen los ecos.

La reverberación en un local puede mezclar la voz o distorsionar la música, pero, debidamente controlada, puede mejorar el sonido de la música.

Se logra una buena reverberación dando las proporciones adecuadas a los locales, controlando los ecos y la absorción del ruido. Por regla general, los absorbentes acústicos en la superficie de los locales son deseables para absorber la potencia acústica y evitar la acumulación de sonidos indeseables.

La **reducción del ruido** *NR*, dB, se logra mediante la adición de absorbentes y puede calcularse así:

$$NR = 10 \log_{10} \frac{A_o + A_a}{A_o} \qquad (15.39)$$

donde A_o = absorción acústica original
A_a = absorción acústica añadida

La absorción acústica es igual a la suma de los productos de los coeficientes de absorción de cada materia que forma la superficie de la sala y el área de la superficie correspondiente.

A veces, los materiales se clasifican con un coeficiente de reducción de ruido *NRC*, que es el promedio aritmético de los coeficientes de absorción de un material a 250, 500, 1000 y 2000 Hz (tabla 15.23).

Tiempo de reverberación ■ Es el tiempo, en segundos, que tarda un impulso de sonido dentro de un local para atenuarse 60 dB, hasta una millonésima de su nivel original. El tiempo de reverberación T puede calcularse de la fórmula Sabine

$$T = \frac{0.49V}{A} \qquad (15.40)$$

donde V = volumen del local, ft^3
A = absorción acústica total en el local

Los tiempos de reverberación que caen del área sombreada en la figura 15.29 pueden considerarse satisfactorios en condiciones ordinarias. En lugares críticos, como salas de concierto, estudios de radio y auditorios, debe tenerse la asesoría de un consultor en acústica.

Sistemas de clasificación ■ La ASTM ha adoptado sistemas de clasificación para evaluar el comportamiento acústico de ciertos materiales; algunos ejemplos son:

La *clase STC de transmisión de sonido* para indicar el aislamiento contra el sonido conducido por el aire de muros divisorios, conjuntos de pisos y techos y de otras barreras (ASTM E90 y E413). En la tabla 15.22 se enumeran algunas clasificaciones típicas.

TABLA 15.24 Clases de aislamientos al impacto (*IIC*) de diferentes construcciones de piso

Construcciones	*IIC*
Piso de encino en contrapiso de madera contrachapada de ½ in con viguetas de 2 × 10, y plafón de yeso	23
Con alfombra y bajoalfombra	48
Losa de concreto de 8 in	35
Con alfombra y bajoalfombra	57
Concreto de 2 ½ in sobre armazón de acero ligero, viguetas de acero	27
Con alfombra y bajoalfombra	50

La *clase IIC para aislamiento al impacto* indica el aislamiento al impacto de conjuntos de piso y techo (ASTM RM14-4). Véase la tabla 15.24.

La *clasificación INR de ruidos por impactos* es una medida alterna del aislamiento al impacto de conjuntos de piso y techo. Las medidas *IIC* pueden convertirse en *INR* mediante la reducción de 51 puntos.

Los *coeficientes de absorción de sonido* indican la eficacia de los absorbentes acústicos (ASTM C423). Véase la tabla 15.23.

Los *coeficientes de reducción de ruido* son otra medida de la eficacia absortiva (tabla 15.23).

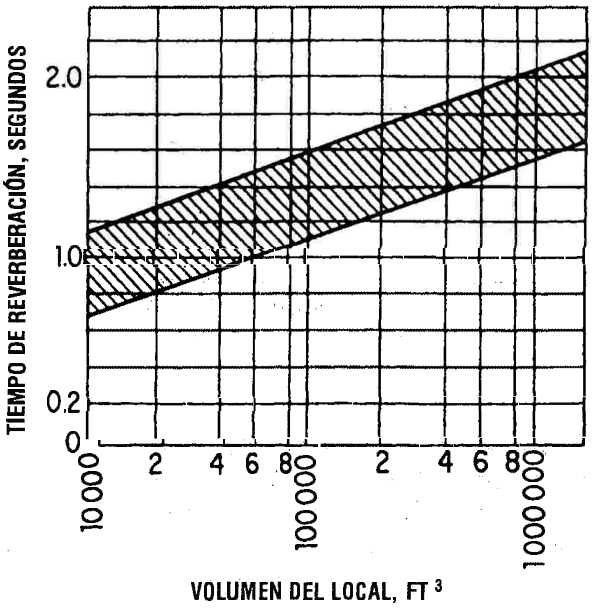


Figura 15.29 Tiempo recomendado de reverberación, indicado por el área sombreada y varía con el tamaño del local.

TABLA 15.25 Criterios guía para diseño acústico

Requisitos de aislamiento entre cuartos					
Para sonido			Para impacto		
Entre Cuarto	y Lugar adyacente	Requisito para aislar sonido, *STC*	Entre Cuarto	y Cuarto de abajo	Requisito para aislar impactos, *IIC*
Cuarto de hotel	Cuarto de hotel	47	Cuarto de hotel	Cuarto de hotel	55
Cuarto de hotel	Corredor	47	Espacios públicos	Cuarto de hotel	60
Cuarto de hotel	Exterior	42	Salón de clases	Salón de clases	47
Oficina normal	Oficina normal	33	Sala de música	Salón de clases	55
Oficina ejecutiva	Oficina ejecutiva	42	Sala de música	Teatro	62
Alcoba	Taller mecánico	52	Oficina	Oficina	47
Salón de clases	Salón de clases	37			
Salón de clases	Corredor	33			
Teatro	Salón de clases	52			
Teatro	Ensayo musical	57			

Presiones típicas de sonido		Niveles aceptables de fondo	
Fuente de sonido	Nivel de presión, dBA*	Espacio	Nivel de fondo, dBA*
Lavadoras	60	Estudio de grabación	25
TV (a 10 ft)	67	Alcoba suburbana	30
Timbre de teléfono (5 a 15 ft)	61	Teatro	30
Inodoro, tipo tanque, llenándose	55	Iglesia	35
Conversación normal	73	Salón de clases	35
Música de *rock-and-roll* (amplificada)	102	Oficina privada	40
Camiones (a 20 ft)	75	Oficina general	50
Salones de clases	73	Comedor	55
Sala de computadoras	77	Sala de computadoras	70

*Promedio de presión de sonido a 250, 500, 1000, 2000 Hz.

Criterios acústicos ■ Aun cuando las dependencias gubernamentales y otras hayan adoptado criterios de proyectos para lograr la reducción y el aislamiento deseado para el sonido, estos criterios se basan en respuestas subjetivas a parámetros acústicos. Por tanto, pequeñas desviaciones de dichos criterios no necesariamente resultarán en un comportamiento indeseable. Generalmente, una tolerancia de ± 2.5 puntos del valor numérico es aceptable en la práctica. En la tabla 15.25 se presentan algunos criterios acústicos que pueden utilizarse como guías.

(*McGraw-Hill's Acoustics Source Book*, M. D. Egan, *Architectural Acoustics*, C. M. Harris, *Handbook of Acoustical Measurements and Noise Control*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; L. F. Yerges, *Sound, Noise and Vibration Control*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

16

Demetrios E. Tonias
President
HMC Group Ltd.
Saratoga Springs, New York

Ingeniería de caminos

Para las finalidades de esta sección, se considera que un camino es un conducto que lleva tráfico de vehículos de un lugar a otro. La ingeniería de caminos trata de las provisiones para satisfacer las necesidades públicas respecto a estos últimos; el impacto ambiental de los caminos; la planeación, el diseño, la construcción, el mantenimiento y la rehabilitación de los mismos; el acceso a éstos y la salida de ellos; los aspectos económicos y el financiamiento de su construcción; el control del tráfico y la seguridad de aquellos que usan los caminos o son afectados por el uso de los mismos.

La ingeniería de caminos está evolucionando en forma continua. Aun cuando muchas de las técnicas de diseño empleadas son las mismas en la actualidad que las que se usaron hace cincuenta años o más, nuevos conceptos como los *Intelligent Vehicle Highway Systems* (IVHS, Sistemas de Caminos para Vehículos Inteligentes) y los *Pavement Management Systems* (PMS, Sistemas de Administración del Pavimento) tienen efectos significativos sobre esta ingeniería. En esta sección se presentan estas técnicas más nuevas, así como los principios fundamentales de la ingeniería de caminos y sus aplicaciones prácticas basadas en una experiencia de largo tiempo.

16.1 Clases de caminos

Los caminos pueden variar en carácter desde un camino sucio, en un ambiente rural, hasta una carretera pavimentada con múltiples carriles, en un medio ambiente urbano. Se clasifican de acuerdo con características funcionales. Estas características se basan en el lugar en que se encuentra el camino, como urbano o rural; en su ancho, como de un solo carril o de carriles múltiples, y en el tipo de servicio al que se destinan, como de acceso local o de tránsito entre ciudades.

Las directrices principales para clasificar los caminos se dan en la guía *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* (Policy) [Una política sobre el diseño geométrico de caminos y calles (política)], de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Los caminos se agrupan según el tipo de servicio que proporcionan; es decir, el tipo de tránsito asociado con el camino. El tránsito se facilita por una **red** caminera, que abarca diversas clases de caminos. En la figura 16.1 se presenta un esquema de una red caminera compuesta de las tres clases principales de caminos: arterias, colectores y caminos locales.

Las **arterias** son caminos que proporcionan servicio directo a los centros principales de población. Los **colectores** proporcionan servicio directo a pueblos y se enlazan con las arterias. Los **caminos locales** conectan varias regiones de una municipalidad y se ligan con el sistema de colectores. Se pueden hacer divisiones adicionales de estas tres categorías principales, al definir arterias principales y secundarias, así como colectores principales y secundarios.

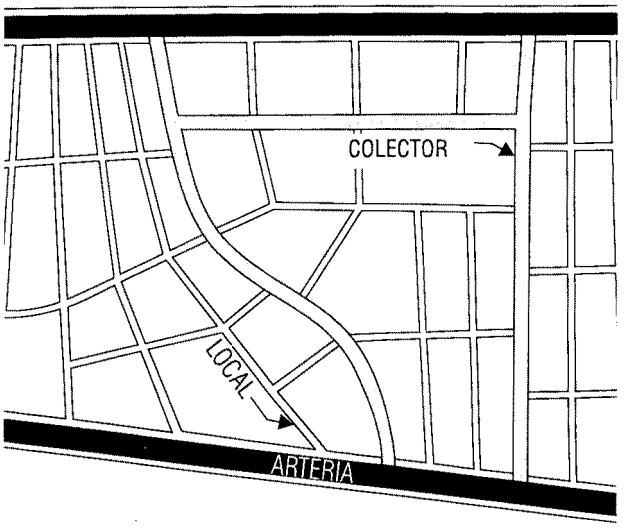


Figura 16.1 Esquema de una red suburbana con caminos locales, colectores y arterias.

Una arteria principal se encarga del movimiento principal, en tanto que una secundaria actúa como un distribuidor. Colectores principales y secundarios son subclasificaciones que se pueden usar para definir los tipos de centros de población a los que dan servicio los colectores y otros criterios de efecto, como el espaciamiento y la densidad de la población.

Cada clase funcional de camino se diseña para satisfacer necesidades específicas. Por ejemplo, las arterias se construyen para facilitar un alto grado de movilidad. Esta necesidad de movilidad se satisface típicamente mediante la construcción de carreteras de múltiples carriles, con estricto control del acceso. Como contraste, los caminos locales se diseñan para facilitar el acceso a diversas áreas de una municipalidad; por ejemplo, áreas comerciales o residenciales.

Asociadas también con estas clasificaciones funcionales básicas, están las clasificaciones políticas de los caminos. Los criterios para los que se construye y se mantiene un camino están relacionados con la entidad política, como el gobierno federal, del estado o del municipio (local), que tiene jurisdicción sobre ese camino. Estos criterios tienen un impacto profundo sobre la manera en que se construye un camino. Por ejemplo, una vía local en un ambiente rural puede constar de superficies de asfalto y agregado sobre bases de grava y sería financiado por los impuestos locales y algunos fondos estatales. Sin embargo, una carretera de peaje en el sistema interestatal tendría un pavimento durable, de más alta calidad, y sería financiada por quienes la usaran y mediante alguna ayuda federal. De este modo, el diseño de un camino depende mucho de si dará servicio a un ambiente rural o a uno urbano.

La AASHTO define un área urbana como "aquellos lugares dentro de límites fijados por el estado responsable y los funcionarios locales y que tienen una población de 5000 o más". Además, la política de la AASHTO define un *área urbanizada* como una con una población de 50 000 y más, y *una pequeña área urbana* como aquella con una población entre 5000 y 50 000. Las *áreas rurales* se definen como aquellas que quedan fuera de la definición de áreas urbanas.

16.1.1 Sistemas rurales de caminos

Un **sistema rural de caminos principales** está constituido por aquellos caminos que ofrecen movimiento de corredor y que pueden soportar tránsito de uno a otro lado del estado o interestatal sobre esta clase de camino. Los sistemas rurales de arterias principales se pueden subdividir todavía más en autopistas y todas las demás arterias principales.

Una **autopista** es una carretera dividida con acceso por completo controlado. El acceso a una autopista *sin* el uso de intersecciones a nivel. En la figura 16.2 se muestra un esquema de una red caminera

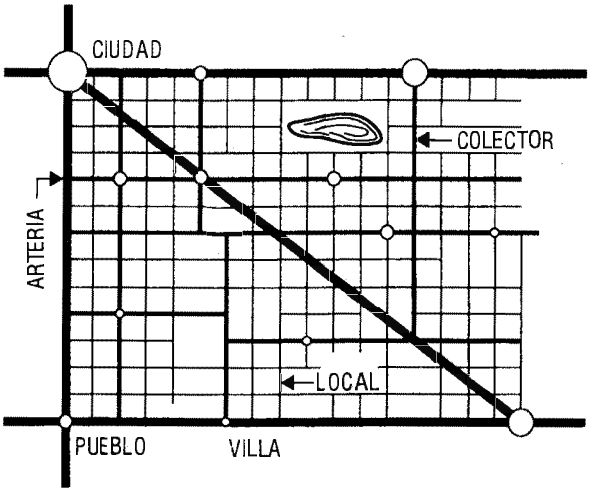


Figura 16.2 Esquema de una red caminera rural que da servicio a pueblos, villas y ciudades.

rural y sus clasificaciones funcionales correspondientes. Como se ilustra en esta figura, las arterias proporcionan servicio directo entre ciudades y pueblos grandes, que son los principales generadores de tráfico.

Los **sistemas rurales de arterias secundarias** sirven en conjunción con los sistemas de arterias principales para enlazar ciudades, pueblos grandes y otros generadores de tráfico, por ejemplo, grandes lugares de recreo. La red resultante también puede servir para integrar el servicio interestatal y en el interior del municipio. Para dar lugar a un grado de movilidad firme y elevado, se fijan velocidades máximas de tránsito tan altas como las de los sistemas asociados de arterias principales y, por consiguiente, exigen un diseño que pueda tener capacidad para esas velocidades.

Los **sistemas rurales de colectores principales** contienen rutas que se pretende den servicio a cabeceras municipales y a los pueblos grandes cercanos, así como a las ciudades a las que no se les dé servicio directamente por medio de un sistema de arterias. Otros generadores de tráfico a los que les puede dar servicio por un sistema de colectores principales son escuelas consolidadas, puntos de embarque, parques del municipio, zonas agrícolas, así como otros lugares de importancia adentro del propio municipio. En la figura 16.2 se muestra que los colectores reúnen el tráfico proveniente de los caminos locales, los cuales dan servicio a terrenos con usos específicos, como las granjas, y distribuyen este tráfico hacia las arterias.

Los **sistemas rurales de colectores secundarios** contienen rutas que llevan tráfico del sistema de caminos locales, así como de otros generadores de tráfico de importancia local, hacia otras instalaciones.

Los **sistemas rurales de caminos locales** incluyen todos los caminos del sistema rural que no corresponden a cualquiera de las categorías rurales precedentes. Estos caminos locales llevan tráfico de terrenos adyacentes al sistema colector y son útiles para el tránsito sobre distancias relativamente cortas.

16.1.2 Sistemas urbanos de caminos

Un **sistema urbano de arterias principales** se proyecta para absorber tránsito a lo largo de corredores de tráfico intenso que dan servicio a centros importantes de actividad en zonas urbanas. Aun cuando un sistema de este tipo puede ser o no una instalación de acceso controlado, todas las instalaciones de acceso controlado se clasifican como este tipo de sistema.

Un sistema urbano de arterias principales se integra con su contraparte rural que da servicio a centros importantes. El sistema urbano facilita la mayor parte de los viajes cortos que entran a un centro de población o salen de éste, además de dar servicio a la mayor parte del tráfico que pasa de largo.

Existen tres subclasificaciones importantes de una arteria urbana principal: interestatal, otras autopistas y otras arterias principales. El último tipo puede proporcionar acceso parcial o no controlado. Sólo se puede usar esta subclasificación de arteria primaria para dar acceso directo a los caminos transversales.

Los **sistemas urbanos de arterias secundarias** se interconectan con el sistema urbano de arterias principales y aumentan éste. En comparación con las arterias primarias, se pretende que un sistema de arterias secundarias se use más para acceso directo a los caminos transversales y menos como provisión para movilidad del tránsito. Si bien esas arterias no suelen pasar por vecindades identificables, pueden soportar rutas locales de autobuses y proporcionar cierta continuidad entre varias comunidades en una zona urbana.

Los **sistemas locales de calles colectoras** reciben tráfico de caminos locales en zonas comerciales, industriales y residenciales, para el tránsito hacia un sistema de arterias. Los sistemas de calles colectoras pueden llevar rutas locales de autobuses y, en algunos casos, abarcar la cuadrícula entera de calles de un distrito central de negocios.

Los **sistemas urbanos de calles locales** incluyen todos los caminos del sistema urbano que no corresponden a cualquiera de las categorías urbanas precedentes. Estos caminos llevan tráfico de terrenos adyacentes al sistema colector. En general se desalienta el tráfico que pasa de largo.

Elementos de las secciones transversales de los caminos

La configuración geométrica de un camino típico comprende tres componentes básicos: la configuración geométrica de la sección transversal, la confi-

guración geométrica horizontal y la configuración geométrica vertical. El tipo, el tamaño y el número de elementos usados en un camino están directamente relacionados con su clase (sección 16.1) y la función correspondiente del mismo.

16.2 Carriles de circulación

Los carriles de circulación son esa sección de una carretera sobre la que se mueve el tráfico. En la figura 16.3 se muestra una carretera típica de dos carriles y esos componentes de la sección transversal como los carriles de circulación, los acotamientos y los taludes interiores.

Desde un punto de vista geométrico, los parámetros clave que definen un carril de circulación son el número de carriles, su ancho y pendientes transversales, todo lo cual tiene efecto sobre el nivel de servicio que una carretera puede admitir. De igual importancia son las características de la superficie pavimentada y su resistencia al patinaje. Estas características afectan la facilidad global para conducir, la seguridad y el mantenimiento futuro de una carretera.

Anchos de los carriles de circulación ■ Los carriles de circulación tienen anchos que van desde 10 hasta 13 ft. (En circunstancias extremas, se puede usar un ancho de 9 ft.) El ancho seleccionado tiene un efecto significativo sobre la capacidad del camino. En los pavimentos de alta calidad, predomina un ancho de 12 ft, ya que la diferencial en los costos para construir un ancho de carril de 12 ft, en lugar de uno de 10 ft, suele ser compensada por los costos reducidos de mantenimiento para los acotamientos y los bordes de los pavimentos. Cuando se usa el ancho de 10 ft, más angosto, los acotamientos y los bordes del pavimento sufren mayor desgaste y desgarramiento provenientes de las concentraciones de ruedas en estos lugares.

Número de carriles de circulación ■ Para la mayor parte de las carreteras, tres carriles en una dirección suele ser el máximo instalado. En ciertas situaciones, se pueden suministrar cuatro carriles en una dirección. Sin embargo, si se requieren más de tres carriles y se dispone de terreno suficiente, se deben de construir carreteras duales en cada dirección.

En general, el número seleccionado de carriles se debe de basar en el volumen de diseño del tráfico y en otras consideraciones relacionadas con el diseño. Por ejemplo, las carreteras en terreno empinado o montañoso pueden necesitar la incorporación de un *carril de ascenso* para los camiones de movimiento

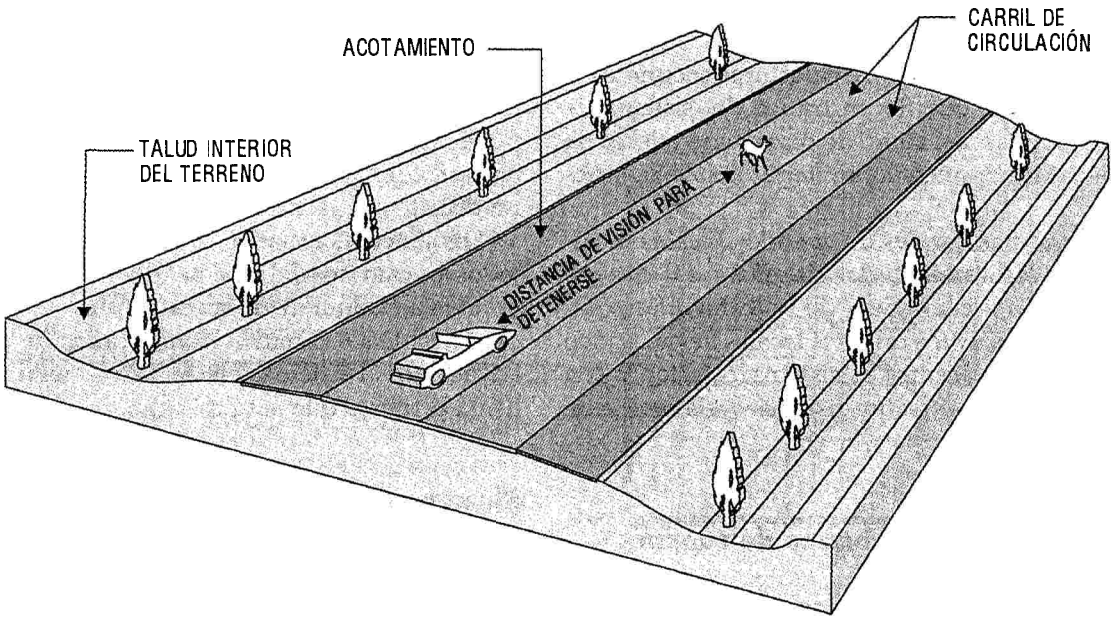


Figura 16.3 Sección transversal de una carretera típica de dos carriles.

lento. Otro ejemplo, es la adición de un *carril exclusivo para autobuses* a los carriles que, de lo contrario, se suministrarían. Como otro ejemplo, se puede usar un *carril reversible* para facilitar el flujo del tráfico en las carreteras en las que éste fluctúa mucho de la mañana a la noche (debido a patrones de conmutación). Una regla empírica general es que se deben de evitar los cambios de carriles en las intersecciones y en los intercambios.

16.3 Pendientes transversales de las carreteras

Para los caminos con dos carriles o más, suele dársele a la carretera una pendiente desde un punto alto, o comba, a la mitad de la misma hacia abajo, hacia los bordes opuestos. En la figura 16.4, se muestra una carretera típica de dos carriles con pendientes transversales lineales opuestas que se intersecan en la línea central del ancho total para el tránsito.

De manera alternativa, la pendiente transversal de la carretera puede ser unidireccional. En general, este tipo de sección transversal es más placentero para los conductores, ya que parece que se tira de los vehículos en la misma dirección al cambiar de carril.

Las pendientes transversales opuestas y unidireccionales tienen ventajas y desventajas para el drenaje de la carretera. Las pendientes transversales opuestas tienen la ventaja de poder drenar la carretera con rapidez durante una tormenta intensa. Sin embargo, este trazado requiere la instalación de instalaciones de drenaje en ambos lados de esa carretera. Las pendientes transversales unidireccionales tienden a drenar con mayor lentitud, pero tienen la ventaja de permitir la consolidación de las instalaciones de drenaje a lo largo de uno de los bordes de la carretera y, en consecuencia, reducen los costos de construcción y de mantenimiento.

En algunos casos, se usa una parábola en lugar de segmentos rectilíneos al formar la comba del camino. Aun cuando la sección parabólica da lugar a un buen drenaje de la carretera, tiene costos de construcción relativamente elevados y se pueden encontrar dificultades al nivelar en las intersecciones.

Al especificar las pendientes transversales de los carriles, los diseñadores deben de considerar la necesidad de un drenaje adecuado, así como la seguridad de los conductores. Una pendiente transversal que sea demasiado plana no drenará en forma apropiada, y una que sea demasiado pronunciada puede causar que los vehículos deriven hacia los bordes del pavimento, en especial cuando éste es resbaladizo.

En general, la pendiente seleccionada depende del tipo de pavimento que se use. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) recomienda una pendiente transversal de 1.5 a 2%, para carreteras con pavimentos de alta calidad, de 1.5 a 3%, para pavimentos de calidad intermedia, y del 2 al 6%, para pavimentos de baja calidad (Secc. 16.4).

Desde un punto de vista de la seguridad, deben de evitarse las pendientes transversales mayores del 2% para los pavimentos de alta calidad, sobre los que se permiten altas velocidades y que tienen pendientes transversales opuestas. Esas pendientes pronunciadas plantean un riesgo para los conductores porque, al pasar otro vehículo encarreteras de dos carriles con ese tipo de pavimentos, deben de cruzar y después volver a cruzar la comba, en donde se presenta un cambio total de la pendiente transversal (vuelco) de más del 4%. Si bien, en algunos casos, es posible que sea necesario usar pendientes transversales ligeramente más pronunciadas con el fin de facilitar el drenaje apropiado. Empero, al hacer esto, los diseñadores deben de limitar el cambio total de la pendiente transversal, para minimizar los riesgos y lograr una conducción segura.

16.4 Tipos de superficies de las carreteras

La relación de la pendiente transversal especificada depende del tipo de pavimento utilizado. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) reconoce tres tipos principales de pavimento: de alta calidad, de calidad intermedia y de baja calidad.

El pavimento clasificado como de alta calidad posee una superficie de desgaste que puede soportar vehículos pesados y tráfico de alta velocidad durante largos periodos, sin falla debida al desgaste o fatiga. Este tipo de pavimento debe de conservar el mantenimiento no rutinario hasta un mínimo y sostener un flujo denso de tráfico sin interrupciones relacionadas con reparaciones. Los pavimentos de calidad intermedia son semejantes a los de alta,

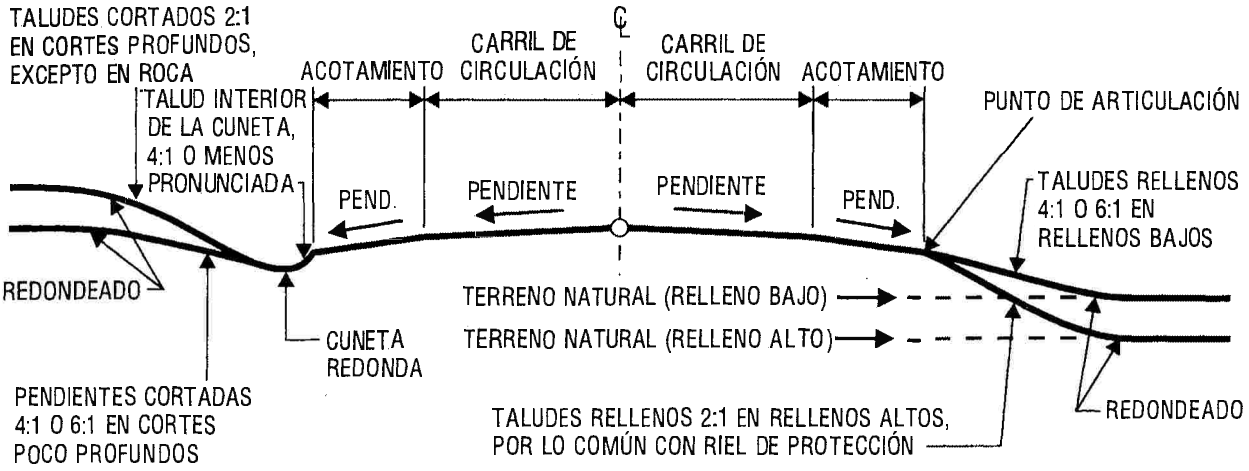


Figura 16.4 Carretera típica de dos carriles con pendientes transversales lineales.

excepto en que se construyen de acuerdo con normas que no son tan estrictas como las aplicadas a estos últimos. Los pavimentos de baja calidad, que se usan de manera predominante en los caminos de costo bajo, se pueden componer de tierra tratada en la superficie y materiales estabilizados o de cualquier variedad de superficies sueltas, como tierra, concha, piedra triturada o grava de cantera.

El tipo de pavimento que se seleccione depende de diversos factores, de los cuales la velocidad de diseño sólo es uno. Por ejemplo, la resistencia al patinaje es un factor importante. Véanse también las secciones 16.18 a 16.24.

Resistencia al patinaje ■ La capacidad de un pavimento para absorber el frenado y las maniobras con el volante del conductor es función de la resistencia al patinaje de ese pavimento; la capacidad de un pavimento para prevenir los accidentes debidos al patinaje. Aun cuando la mayor parte de los pavimentos se comportan adecuadamente cuando están secos, se puede deteriorar su capacidad para limitar el patinaje cuando están húmedos o helados. Las causas principales del patinaje son los baches en la superficie, así como el pulido, la exudación y la lubricación de esta última.

Cuando se tienen baches en el pavimento, se acumula agua en las huellas de las ruedas y pueden hacer que un vehículo patine. El pulido puede reducir la microtextura del pavimento y ésta puede ser cubierta por la exudación de alguna sustancia lubricante del propio pavimento, disminuyendo con ello las características de superficie áspera que, de lo contrario, penetra en la delgada película de agua y ofrece resistencia al patinaje. La lubricación de la superficie de un pavimento con polvo, materia orgánica, aceite, humedad, hielo, arena y otros depósitos puede causar la disminución de esa resistencia o su pérdida total.

16.5 Acotamientos

Un acotamiento (también conocido como **vera**) es aquella parte de un camino entre el borde de la vía transitada y el borde de una guarnición adyacente, un talud interior del terreno o una característica de drenaje, como una cuneta o canal (Fig. 16.5). Un acotamiento se diseña para dar lugar para detenerse y el estacionamiento temporal de vehículos, para uso de emergencia y para apoyo lateral de la base y las capas superficiales. Los acotamientos deben ser capaces de sostener el arranque, la detención y el movimiento de vehículos, sin que se formen baches apreciables.

Anchos de los acotamientos. Los acotamientos que suelen usarse varían en ancho desde 2 ft, para los caminos secundarios locales, hasta 12 ft, para las carreteras principales. Enla figura 16.5, se muestran varias formas de anchos de acotamientos nivelados y utilizables. El ancho nivelado del acotamiento es la distancia del borde de la vía transitada hasta la intersección de la pendiente del acotamiento y el inicio de la pendiente del talud del terreno. El ancho utilizable del acotamiento es aquella parte del acotamiento que los conductores pueden usar para

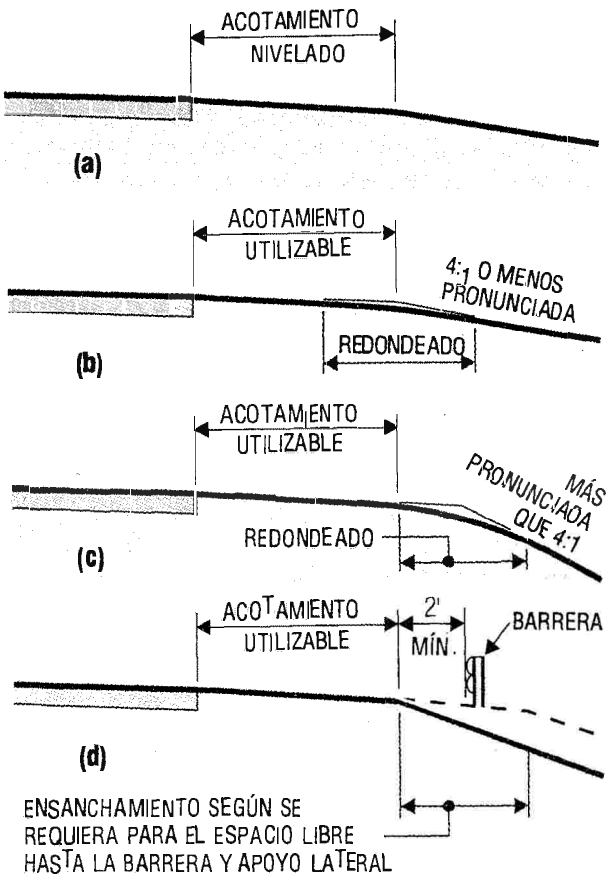


Figura 16.5 Sección transversal de una carretera con acotamientos. *a*) Acotamiento nivelado. *b*) Acotamiento con pendiente del talud de 4:1 o menos. *c*) Acotamiento con pendiente del talud mayor que 4:1. *d*) Acotamiento suficientemente ancho como para permitir la instalación de un riel de protección, muro o cualquier otra barrera. Esos elementos verticales deben de estar por lo menos 2 ft alejados del borde exterior del pavimento utilizable.

detenerse y estacionar un vehículo. Si la pendiente del talud del terreno es de 4:1 o menos pronunciada, entonces el ancho utilizable será el mismo que el nivelado.

Debe de mantenerse una distancia mínima de 2 ft entre el borde de la vía transitada y un vehículo detenido en un acotamiento. Esto da por resultado que se tengan acotamientos con un ancho de por lo menos 10 ft (de preferencia 12 ft) para los caminos de tránsito intenso. Para los caminos secundarios, la topografía y otras restricciones relacionadas con el sitio pueden hacer que se necesite usar anchos menores del acotamiento. En esas condiciones, a veces se usa un ancho mínimo de 2 ft, pero es preferible un rango de 6 a 8 ft.

Los anchos utilizables de los acotamientos en las carreteras de acceso a puentes también deben de mantenerse en el propio puente. El estrechamiento o la eliminación del ancho de acotamiento en un puente pueden crear condiciones inseguras cuando se requiera la detención de emergencia de un vehículo en ese puente.

En general, los acotamientos son continuos a lo largo del recorrido de la carretera. [En algunos países europeos, se usan los acotamientos intermitentes (desviaderos) en los caminos secundarios.] Según la AASHTO, es mejor contar con algunos acotamientos que con ninguno en lo absoluto. Incluso en las restricciones topográficas más severas, los diseñadores se deben de esforzar para maximizar el ancho y la continuidad de los acotamientos.

Pendientes transversales de los acotamientos ■ La pendiente transversal que se debe usar para un acotamiento depende del tipo de construcción de éste. En general, se usan pendientes transversales que van del 2 al 6% para superficies bituminosas y de concreto, del 4 al 6% para superficies de grava o de roca triturada, y hasta alrededor del 8% para acotamientos de césped. Estos valores se presentan como guía y no son valores máximos ni mínimos. Vale la pena hacer notar que la configuración geométrica de la carretera puede afectar mucho el diseño de las pendientes transversales de los acotamientos. Por ejemplo, los alineamientos curvos, de radio largo, o las carreteras superelevadas pueden presentar drenaje o condiciones de diseño que requieren modificación de las pendientes precedentes.

La región en la vecindad de la intersección del acotamiento y la pendiente del talud del terreno puede estar redondeada (Fig. 16.5*b* y *c*). Cuando la pendiente del talud es de 4:1 o menos pronunciada, el redondeo puede tener de 4 a 6 ft de ancho, sin que influya de manera adversa en el ancho utilizable del acotamiento.

Si se instala una barrera en la parte de afuera de un acotamiento, debe de haber al menos 2 ft de espacio libre entre aquélla y el acotamiento utilizable, el cual debe de ensancharse según se necesite para tener ese espacio libre y proporcionar apoyo lateral (Fig. 16.5*d*). Si se colocan guarniciones en el lado exterior de los acotamientos, el diseño debe de ga-

rantizar un buen drenaje para prevenir la formación excesiva de charcos. En condiciones extremas, los charcos pueden pasar los límites hacia adentro de la vía transitada y obstaculizar el tráfico o causar accidentes.

Estabilidad de los acotamientos ■ Los acotamientos deben de diseñarse no sólo para soportar la carga de los vehículos, sin una formación apreciable de baches, sino también deben estar contiguos a la vía transitada. Deben construirse al ras con la superficie pavimentada de la vía, si deben funcionar adecuadamente. Además, los acotamientos deben de estabilizarse, de modo que permanezcan al ras en el servicio.

Los acotamientos que no se estabilizan adecuadamente pueden asentarse tanto como para afectar en forma adversa el control de un conductor de un vehículo que se mueve de la vía transitada hacia el acotamiento. Esta situación también puede alentar a los conductores a evitar de manera intencional el borde del pavimento inmediato al acotamiento, con lo que se aumenta de este modo la posibilidad de accidentes.

Contraste entre el acotamiento y el pavimento ■ Resulta conveniente hacer variar el color y la textura de un acotamiento respecto de los correspondientes a los carriles transitados. El contraste resultante desempeña la doble función de dar lugar a una clara diferencia entre los carriles de circulación y los acotamientos, así como para desalentar el uso de los acotamientos como carriles de paso.

Los acotamientos bituminosos, de grava, de roca triturada y de césped ofrecen un contraste excelente con los carriles de concreto. Para los carriles bituminosos, un método para acrecentar el contraste entre los carriles de circulación y los acotamientos es colocar a éstos una capa de sellado formada por lascas de piedra de color más claro. Un inconveniente de este método es que el contraste puede disminuir con el tiempo. Se puede proporcionar un contraste adicional mediante la instalación de franjas reflectoras en el borde de la vía transitada.

16.6 Guarniciones

Una guarnición es un elemento elevado que se usa, entre otras cosas, para denotar el borde de una carretera. Las guarniciones se pueden construir de cemento portland o de concreto bituminoso, de granito o de algún otro material duro. Además de delinear el pavimento, las guarniciones permiten controlar el drenaje, reducen el derecho de vía, mejoran la apariencia, delinean las vías de los peatones y reducen las operaciones de mantenimiento. Para facilitar el drenaje, las guarniciones se pueden combinar con una canal para crear una sección combinada guarnición-canal.

Existen dos clasificaciones generales de guarniciones: parapeto y factible de subirse. En la figura 16.6 se ilustran varios tipos de guarniciones.

Parapetos ■ La finalidad de un parapeto es prevenir o limitar la posibilidad de que un vehículo se salga de la carretera. Con este fin, un parapeto se hace relativamente alto y se le da una cara empinada (Fig. 16.6*a*). La altura típica es de 6 a 9 in. Cuando se hace inclinada la cara del lado de la carretera, el escarpe no debe ser mayor de 1 en la horizontal a 3 en la vertical.

Por lo general, los parapetos se usan a lo largo de las caras de muros largos y de túneles, así como a lo largo de carreteras de baja velocidad y de bajo volumen, pero rara vez a lo largo de carreteras importantes. Debido a su altura, estas guarniciones pueden representar un riesgo para los vehículos que viajan a altas velocidades, en cuanto a que los conductores pueden perder el control de sus vehículos al entrar en contacto con ellas. Una regla empírica general es que no se deben de usar parapetos cuando la velocidad de diseño es mayor que 40 mi/h.

Guarniciones factibles de subirse ■ Una guarnición que se puede subir ofrece la ventaja de que un vehículo puede cruzarla cuando sea necesario. En las figuras 16.6*b* a *g* se ilustran formas típicas de guarniciones factibles de subirse. Contrastando con los parapetos, estas guarniciones son relativamente bajas y tienen caras con poca inclinación.

Para facilitar que los vehículos crucen las guarniciones, las caras de éstas del lado de la carretera pueden estar redondeadas. La altura de la guarnición depende de la inclinación de la cara. Para inclinaciones de las caras más pronunciadas que 1:1, es conveniente una altura de 4 in o menos. Para inclinaciones de las caras que se encuentren entre 1:1 y 2:1, la altura de la guarnición se limita a un máximo de más o menos 6 in.

Las guarniciones factibles de ser subidas pueden instalarse a lo largo de bordes medianos para delinear islas. Sin embargo, como los parapetos, las

guarniciones que se pueden subir no se deben de utilizar a lo largo de los bordes de las vías de circulación de carreteras de alta velocidad y alto volumen. A menudo, las guarniciones que se pueden subir se usan a lo largo del borde exterior de un acotamiento para control del drenaje, reducción de la erosión y delinear mejor.

Se deben de hacer contrastar el color y la textura de estas guarniciones con los de la carretera adyacente, para mejorar su visibilidad, en especial durante la noche y en condiciones climatológicas adversas. Un método que se aplica para mejorar la visibilidad de las guarniciones es aplicar superficies reflectoras. Otro procedimiento es formar depresiones y costillas en las guarniciones que reflejen las luces de los faros.

16.7 Aceras

Las aceras se usan de manera predominante en los medios urbanos, pero también se utilizan en las

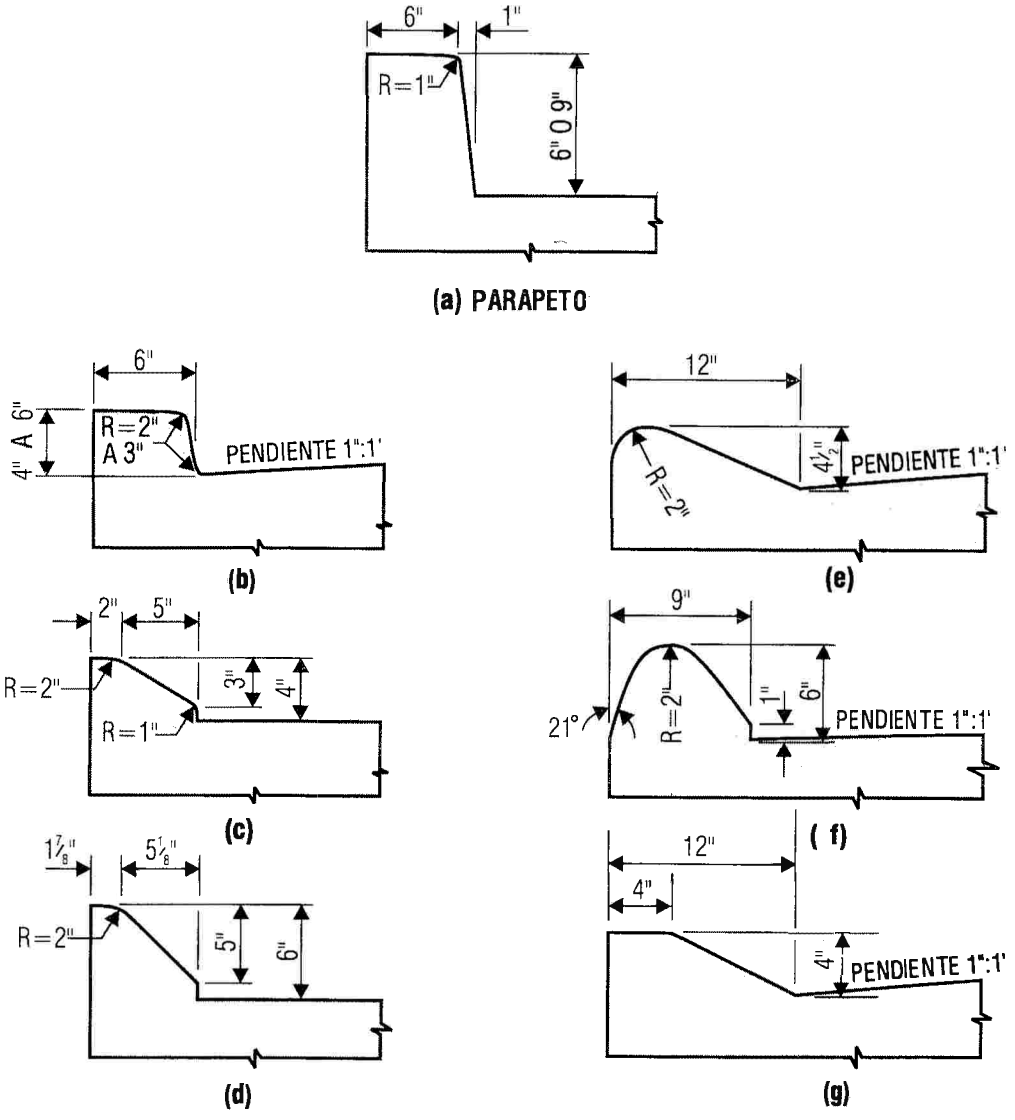


Figura 16.6 Guarniciones típicas para carreteras. *a*) Parapeto usado para prevenir que los vehículos se salgan del camino. *b*) a *g*) Guarniciones factibles de subirse que permiten que los vehículos crucen cuando sea necesario. Las inclinaciones de las guarniciones y el redondeo varían.

zonas rurales que se encuentran adyacentes a escuelas u otras regiones, como centros comerciales, en donde el tráfico de peatones es intenso y las aceras pueden ayudar a minimizar los accidentes relacionados con esos peatones. Debido a su costo, se debe justificar el uso de las aceras, antes de incorporarlas a una sección transversal de carretera. A veces, un acotamiento puede cumplir con el papel de acera, si se construye y se mantiene de manera que se aliente su uso por parte de los peatones. No obstante, cuando se instalan, las aceras siempre deben estar separadas de un acotamiento, de preferencia por una guarnición (Fig. 16.7).

El ancho típico de las aceras es de 4 a 8 ft. Para áreas con una cantidad grande de tráfico de peatones, una acera debe tener por lo menos 6 ft de ancho.

Las aceras se deben construir de materiales resistentes a la intemperie. Deben conservarse sin escombros y sin que crezca vegetación. Cuando se dejan deteriorar debido a un mal mantenimiento, se dejará de usar las aceras porque los peatones preferirán caminar sobre los carriles de circulación, en lugar de sobre aquéllas. Esto no sólo anula la función pretendida para las aceras (y la justificación del gasto adicional) sino también incrementa mucho el riesgo de accidentes relacionados con los peatones.

16.8 Barreras para el tráfico

Las barreras a los lados de los caminos se usan para proteger a los vehículos y a sus ocupantes del impacto contra características naturales o fabricadas por el hombre que se encuentren en esos lados. Además de proteger a los vehículos, también se pueden utilizar las barreras para el tráfico con el fin de resguardar a los peatones, cuadrillas de construcción o ciclistas del tráfico errante. En su forma más básica, una barrera para el tráfico se diseña para prevenir que un vehículo que se salga de la vía de circulación choque contra un objeto fijo. En principio, la barrera debe contener a un vehículo errante y, a continuación, volverlo a dirigir. Debido a la naturaleza variable de los impactos de los vehículos y a los efectos destructivos a altas velocidades, deben de conducirse extensas pruebas de choques a plena escala para tener la seguridad de que la barrera que se va a usar es adecuada.

Se cuenta con barreras de diversos tamaños y formas. La elección del tipo que se vaya a usar depende de diversos factores, incluyendo el medio ambiente en el que está ubicada la carretera, así como la velocidad y el volumen de tráfico.

Las barreras para el tráfico se pueden clasificar como barreras longitudinales, barandales y barreras para puentes y amortiguadores de choques.

16.8.1 Barreras longitudinales

Estas barreras se pueden clasificar como para los lados del camino y para en medio. En tanto que una barrera para lado del camino se puede colocar en cualquiera de los dos lados de la carretera, una para en medio se coloca entre los carriles del tráfico que circula en direcciones opuestas.

Las barreras difieren en la magnitud de la deflexión que sufren cuando un vehículo choca contra ellas. Las categorías principales de barreras longitudinales, con base en la cantidad de deflexión permitida, son sistemas flexibles, semirrígidos y rígidos. En la tabla 16.1 se presentan algunas formas básicas de barreras para los lados del camino, según se dan en la *Roadside Design Guide* de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), en la cual se analiza la selección y la implementación de los sistemas de barreras para el tráfico.

Los **sistemas flexibles** se diseñan para sufrir grandes deflexiones al recibir el impacto. El objetivo primario es contener un vehículo que hace impacto, más bien que volver a dirigirlo. En general, una barrera flexible consta de un poste vertical soportado débilmente y un miembro longitudinal, como un cable o un barandal, diseñados para resistir la mayor parte de las fuerzas de tensión del impacto (Fig. 16.8*c*). Cuando se sujetan a un impacto, el cable o las vigas se separan del poste, ofreciendo poca resistencia, o ninguna, en el área del impacto.

En los **sistemas semirrígidos** se utiliza la resistencia combinada del poste y del miembro longitudinal (Fig. 16.8*b*). En el punto del impacto, los postes ayudan a distribuir las fuerzas de éste hacia los postes adyacentes, en tanto que los postes que están fuera del zona del impacto ayudan a controlar la deflexión del barandal. Al limitar la deflexión, los postes exteriores ayudan a volver a dirigir el vehículo que choca a lo largo del flujo del tráfico.

Los **sistemas rígidos** no se deforman apreciablemente cuando reciben el impacto de un vehículo. Por el contrario, las fuerzas del impacto se disipan

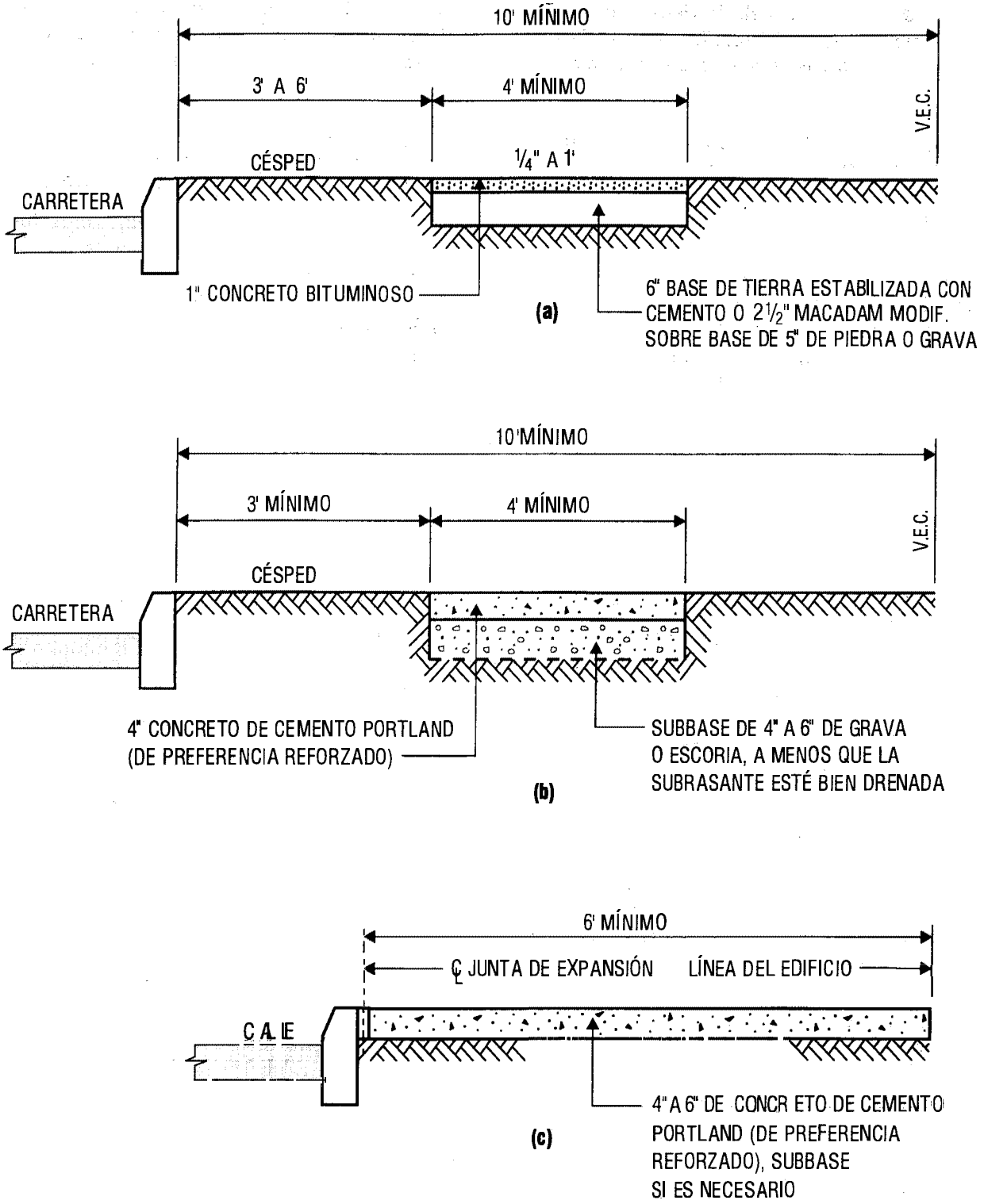


Figura 16.7 Secciones transversales de aceras: *a*) para áreas rurales o suburbanas; *b*) para áreas suburbanas o urbanas, y *c*) para calles de ciudades en un distrito comercial.

al subir y bajar el vehículo errante. La energía también se disipa a través de la deformación de la lámina metálica del vehículo. Un ejemplo de sistema rígido es la *barrera Jersey* usada en las zonas de construcción (Fig. 16.8*a*). Los sistemas rígidos se usan principalmente en las secciones de carreteras en donde el ángulo de impacto será muy pequeño, ya que se puede tener poca deflexión de la barrera.

TABLA 16.1 Secciones estándar para barreras para lados del camino

Tipo de barrera	Descripción	Peso del vehículo, lb	Deflexión máxima, ft
	Flexibles		
Cable de tres torones	Cables de acero de ¾ in de diámetro, separados de 3 a 4 in, montados en postes débiles espaciados de 12 a 16 ft	1800-4500	11.5
Poste débil y viga en W	Similar al barandal de cable, excepto en que se usa un riel de metal corrugado cuya sección transversal semeja a la letra w	1800-4000	7.3
Poste débil y viga en tres V*	Igual que el poste débil de viga en W, excepto en que se usa un riel de viga en tres V	1800-4500	6.2
	Semirrígidas		
Viga de caja	Consta de un riel de caja montado sobre postes de acero (por ejemplo, caja de 6 in × 6 in montada sobre postes de acero S3 × 5.7, con 6 ft entre centros)	1800-4000	4.8
Viga en W con bloques (poste fuerte)	Consta de poste de madera o de acero y un riel de viga W. Los postes se separan del riel o *se les colocan bloques* para minimizar la incrustación de los vehículos	1800-4500	2.9
Viga en tres V bloques* (poste fuerte)	Igual que la viga en W con bloques, excepto en que se usa un riel en tres V. La corrugación añadida le da rigidez al sistema	1800-4000	3.3
Viga en tres V* modificada	Semejante a una viga en W con bloques, con un corte de muesca triangular desde el alma del bloque espaciador. Minimiza la rodadura de los vehículos	Probado para 1800 lb, 20 000 lb (deflexión de 2.9 ft) y 32 000 lb	
Barandal de barrera de autorrecuperación (SERB)	Consta de un riel de viga en tres V soportado de postes de madera por medio de barras pivote y cables de acero. Se clasifica como experimental	1800-40 000	3.9
Riel de madera con respaldo de acero	Consta de un riel de madera respaldado con una placa de acero y soportado por postes de madera de construcción	1800-4500	
	Rígidas		
Perfil de seguridad de concreto	Semejante a un parapeto mediano de concreto pero tiene una sección más pequeña. Tiene una cara frontal inclinada y, la posterior, vertical	1800-4500	
Muro de mampostería de piedra	Parapeto de 2 ft de altura que consta de un núcleo de concreto reforzado, revestido y tapado con piedra y mortero	1800-4300	

*La sección transversal de una viga en tres V se semeja a tres ves consecutivas (vvv).

También se usan enfrente de los pilares de los puentes que se encuentran cercanos al flujo del tráfico porque, como consecuencia de la deflexión limitada, ofrecen un alto grado de protección contra el objeto peligroso.

Aun cuando el cuerpo principal de una barrera longitudinal es un dispositivo de seguridad, un segmento extremo expuesto de la barrera presenta un riesgo significativo al tráfico cercano. Por lo tanto, el ahusamiento o el soterramiento, o ambas cosas, de la sección extrema es una necesidad. Otra posibilidad es la incorporación de alguna forma de amortiguador de choques o terminal de cable de rompimiento.

16.8.2 Barandales y barreras para puentes

Se instalan barandales en los puentes de una carretera para prevenir que el tráfico de vehículos o de peatones caigan hacia afuera de la estructura. Forman parte integral del puente y, por lo tanto, deben diseñarse para tomar en consideración los efectos del impacto de un vehículo en la superestructura del puente.

En las AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* se presentan las directrices para el diseño de los barandales de puentes de carreteras (véase también la sección 17.3). El tipo de barreras que se coloquen en un puente depende del tamaño de la estructura, del volumen de tráfico que pasa por él y del tipo de tráfico, como sólo de vehículos o de vehículos con peatones.

En cada uno de los extremos de un puente, debe suministrarse una transición entre los barandales del puente y los de acceso. Ya que, en general, la rigidez de los dos barandales es diferente, se debe de dar un tramo suficiente de transición para que el cambio en esa rigidez se lleve a cabo paulatinamente, de modo que un vehículo al chocar quede incrustado o embolsado.

16.8.3 Amortiguadores de choques

También conocido como atenuador de impactos, un amortiguador de choques protege contra una colisión de frente de un vehículo errante con un riesgo, al desacelerarlo hasta llevarlo a una detención segura o al cambiar su dirección para desviarlo del riesgo. La meta de los amortiguadores de choques es minimizar los efectos de los accidentes, en lugar de prevenirlos. En esencia, un amortiguador de choques limita los efectos producidos en un vehículo por un impacto directo, al absorber la energía del impacto con una rapidez segura y controlada.

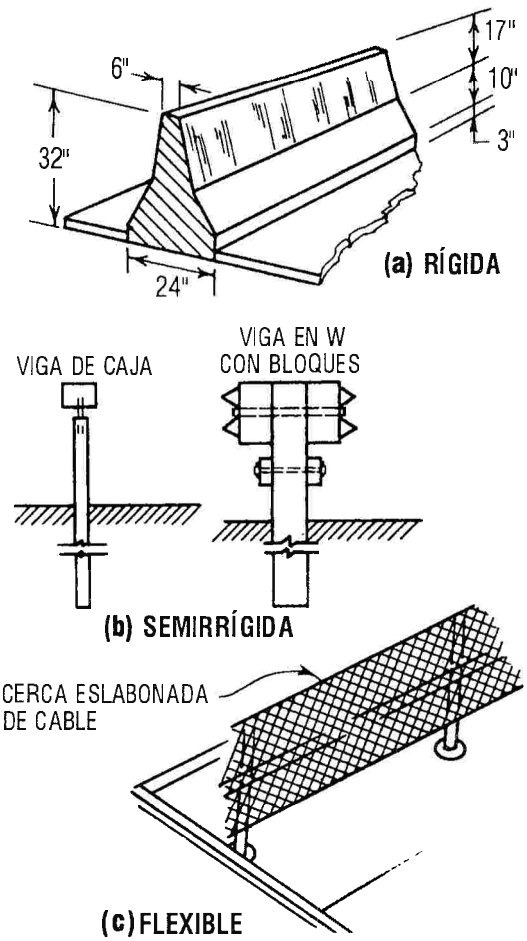


Figura 16.8 Barreras típicas para carreteras.

A menudo se usa un amortiguador de choques en un lugar crítico que contenga un objeto fijo. Uno de esos lugares es una cuchilla de una rampa (el área triangular entre una rampa de salida y una carretera), en donde los barandales de la carretera y de la rampa se unen formando un ángulo muy cerrado. Otro lugar crítico se encuentra en los obstáculos, como las casetas de cobro de peaje, que se instalan directamente en el flujo del tráfico.

Los amortiguadores de choques suelen ser sistemas patentados que son diseñados y probados por sus fabricantes. La mayor parte de los sistemas se basan en la absorción de la energía cinética o en la transferencia de la cantidad de movimiento a una barrera inercial.

Para absorber la energía cinética, se colocan materiales plásticamente deformables o absorbedores de energía hidráulica al frente del riesgo. También se logra disipación de la energía a través de la deformación de la parte del frente de un vehículo que choca. Se suministra un respaldo o soporte rígidos para resistir la fuerza del impacto que causa la deformación del amortiguador de choques. La meta del sistema es principalmente la protección contra lesiones de los ocupantes del vehículo que se estrella y, en segunda instancia, preservar la integridad del obstáculo.

Para la transferencia de la cantidad de movimiento a una barrera inercial, se coloca una masa desechable de material en la trayectoria del vehículo, para absorber el impacto. Por ejemplo, se pueden usar contenedores llenos con arena como barrera inercial (Fig. 16.9). Si se estrellara un vehículo contra un amortiguador de ese tipo, la arena absorbería su cantidad de movimiento. La cantidad de movimiento del vehículo y de la arena, después del impacto, sería igual a la que tenía ese vehículo precisamente antes de que ocurriera el choque. Aun cuando teóricamente el vehículo no llegaría hasta detenerse, la pérdida en la cantidad de movimiento de éste sería suficiente como para bajar su velocidad hasta alrededor de 10 mi/h, después del impacto con el último contenedor. Lo normal es que el diseño de los amortiguadores de choques se realice a través del uso de ayudas para el mismo y diagramas proporcionados por el fabricante.

16.9 Franja central de las carreteras

Una franja central es una franja ancha de una carretera usada para separar el tráfico que circula en direcciones opuestas (Fig. 16.10). El ancho de la franja en una carretera de dos carriles es la distancia entre los bordes interiores de esos carriles y, en ella se incluyen los acotamientos. El ancho de la franja en una carretera con dos o más carriles en cada sentido es la distancia entre los lados del interior de los carriles más interiores e incluye acotamientos.

Además de separar los flujos opuestos del tráfico, una franja central se diseñó para lograr los objetivos siguientes:

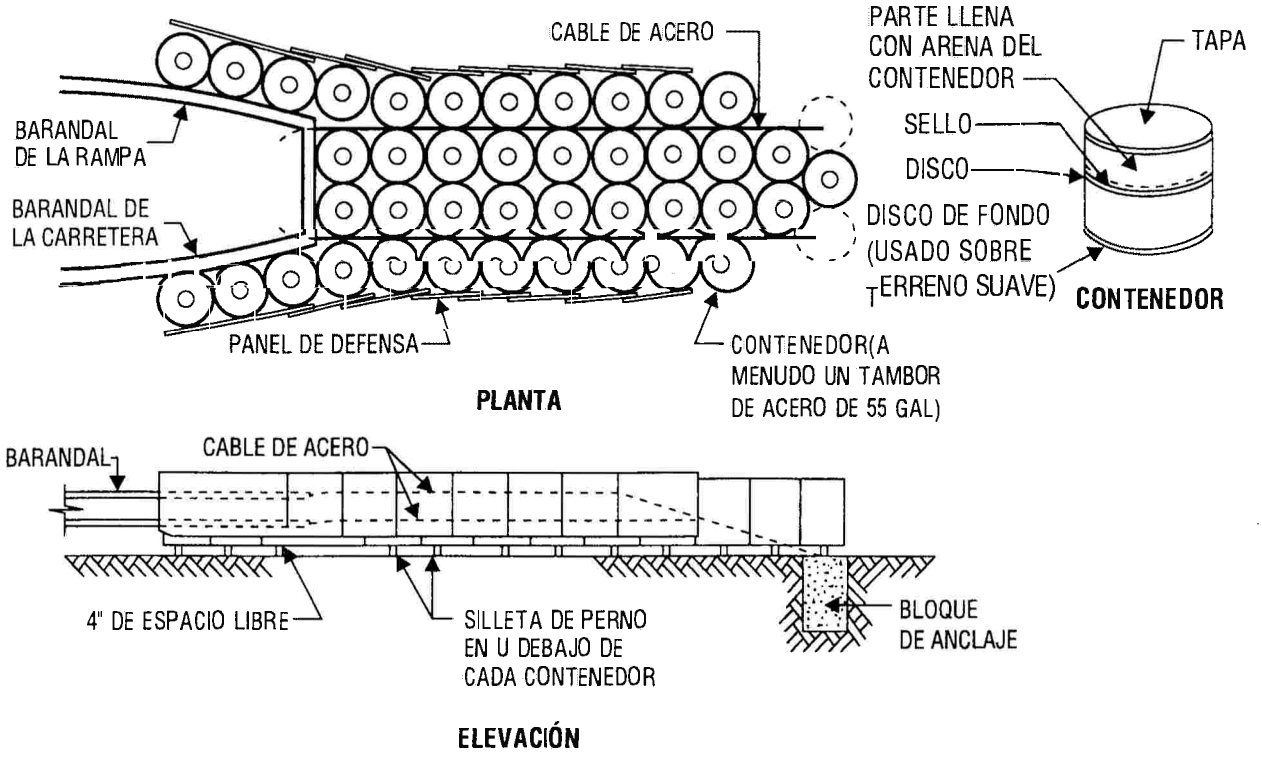


Figura 16.9 Contenedores llenos con arena usados como una barrera inercial.

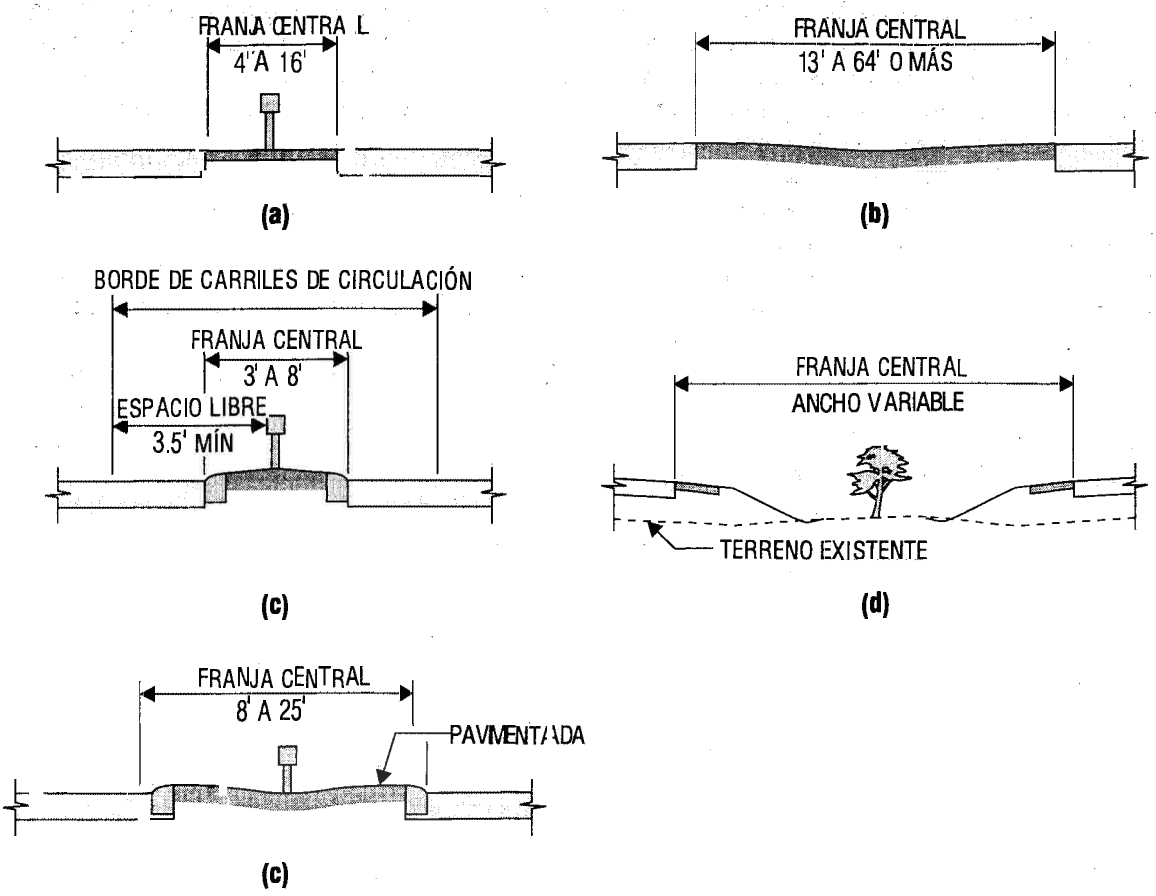


Figura 16.10 Secciones transversales de una carretera con franjas centrales *a*) pavimentada al ras; *b*) con terreno bajo y pavimentada al ras (pendiente máxima de 1:6) cuando el ancho de la franja es mayor que 36 ft; de lo contrario, pavimentada e incorporando una barrera en ella; *c*) elevada, con guarnición y combada, con ancho de 3 ft cuando se instala la barrera opcional; *d*) terreno natural entre carreteras independientes; *e*) elevada, con guarnición y deprimida hacia la barrera.

- Ofrecer un área de recuperación para los vehículos errantes.
- Proporcionar un área para paro de emergencia.
- Servir como un área segura de espera para que los vehículos den vuelta a la izquierda o en U.
- Disminuir la magnitud del resplandor de los faros.
- Dar lugar a la expansión para carriles futuros.

Las franjas centrales pueden estar al ras, elevadas o deprimidas. En la figura 16.10 se muestran estas formas básicas con diversas configuraciones. En general, en los medios ambientes urbanos, se usan las franjas centrales al ras o elevadas, en tanto que, con frecuencia, las deprimidas se usan en las autopistas de alta velocidad. Para lograr una visibilidad máxima, las franjas centrales deben tener un color y una textura que contrasten con los de las carreteras.

Por lo común, los anchos que se usan para las franjas centrales van desde 4 hasta 80 ft. En general, entre más ancha sea la franja, será mejor. Por una parte, los anchos de las franjas centrales de 40 ft o más proporcionan una separación distinta del ruido y de la presión del aire de los carriles opuestos. Por otra, la incorporación de grandes espacios verdes con plantas puede crear un aspecto estéticamente agradable. Otra consideración es que, dependiendo del ancho de la franja, puede requerirse o no una barrera para el tráfico. Entre mayor sea el ancho de

la franja, menor es la necesidad de una barrera. Para las franjas angostas (con menos de 30 ft de ancho) y para las franjas en que puede esperarse que un vehículo fuera de control las cruce y se encuentre con el tráfico que circula en dirección opuesta, debe de investigarse la instalación de una barrera en la propia franja. Sin embargo debe de encontrarse un equilibrio entre el costo de una franja ancha y el costo global del proyecto. Además de los aspectos económicos, la psicología de los conductores también es una consideración importante en el diseño de una franja central.

En el diseño de las franjas centrales también se debe tomar en cuenta la posibilidad de su uso para reducir el resplandor de los faros de los carriles de circulación opuestos. El resplandor y las sombras resultantes de los faros que se aproximan pueden reducir la visibilidad. Esta situación puede ser especialmente aguda cuando se usan franjas elevadas. Se puede corregir mediante la incorporación de tratamientos antideslumbrantes en conjunción con una barrera en la franja.

Sin importar el tipo de franja central elegida, el drenaje es una importante consideración de diseño. Las franjas al ras o elevadas deben de combarse o deprimirse para lograr un drenaje apropiado. Las franjas deprimidas localizadas en las autopistas deben de diseñarse para dar lugar al drenaje a la extracción de la nieve. Para el drenaje, a menudo se usa una pendiente del terreno de 6:1, pero una pendiente ligeramente menos pronunciada puede resultar adecuada. Se deben de proporcionar admisiones y alcantarillas para el drenaje, según se necesite para la eliminación del escurrimiento.

16.10 Orilla de la carretera

Ésta es el área que se encuentra adjunta a una carretera y que se puede usar para dar lugar a las instalaciones de drenaje y para la recuperación de vehículos errantes (Fig. 16.11). (Los acotamientos no están incluidos en esta área.) Sin embargo, una orilla puede contener riesgos para los vehículos que se salen de la carretera, haciendo que entren en contacto con obstáculos o con topografía que no pueden recorrer.

Una orilla típica que no está plana puede contener uno o más de los elementos siguientes: terraplén o talud relleno (pendiente negativa), talud cortado (pendiente positiva), canal o cuneta de drenaje (cambio en la pendiente, por lo general de negativa a positiva), zona despejada, guarnición, acera, banqueta, cerca, barrera para el tráfico, barrera contra el ruido y postes ligeros para carretera.

16.10.1 Zona despejada

La selección del ancho, de la pendiente y de otras características de los elementos de la orilla debe de tener en cuenta la recuperación de los vehículos errantes. Para facilitar el diseño de taludes seguros y de los elementos relacionados de la orilla, la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) recomienda el establecimiento de una zona despejada que define como aquella "área más allá del borde de la vía circulada que se usa para la recuperación de vehículos errantes". La vía de circulación no incluye los paramentos ni los carriles auxiliares.

El ancho que se debe de usar para una zona despejada depende del volumen del tráfico y de la velocidad, así como de las pendientes de los terraplenes. Los caminos locales rurales y los colectores que llevan tráfico de baja velocidad deben de tener una zona despejada mínima de 10 ft. Para las carreteras en un medio ambiente urbano, en donde el espacio para las zonas despejadas tiene gran demanda, debe de mantenerse un ancho mínimo de este tipo de zona de 1.5 ft, más allá de la cara de las guarniciones.

16.10.2 Taludes

Éstos proporcionan estabilidad para la carretera y dan a los conductores de los vehículos errantes una oportunidad para volver a tomar el control. La composición que se debe usar para los taludes depende de la región geográfica y de la disponibilidad de los materiales. El redondeo y la combinación de los taludes con la topografía existente aumentarán la seguridad de la carretera y será más estético.

En la figura 16.11, el punto de articulación se identifica como la intersección del borde extremo del acotamiento y el talud interior. Desde un punto de vista de la seguridad, el punto de articulación es crítico, ya que es posible que los conductores pierdan el control de sus vehículos (e incluso vuelen por los aires) en este lugar. El talud interior y la base del talud también son críticos debido a los riesgos po-

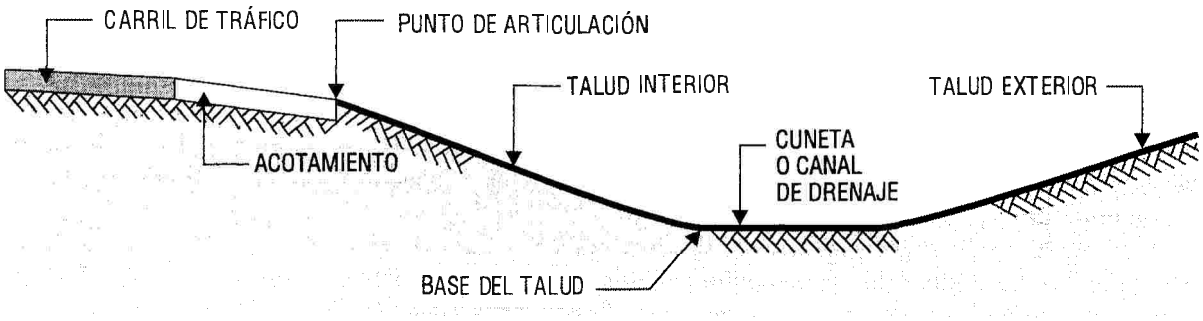


Figura 16.11 Elementos típicos de una orilla de carretera.

tenciales para la seguridad cuando los vehículos intentan una recuperación después de salirse de la carretera.

Para ayudar a minimizar éstas y otras condiciones potenciales inseguras, el punto de articulación y los taludes se redondean, reduciendo de esta manera la posibilidad de que un vehículo errante vuele por los aires. Además, las pendientes no deben de ser más pronunciadas que 3:1 y, de preferencia, no mayores que 4:1, en especial para los taludes interiores, la región en donde es probable que se lleve a efecto la recuperación de un vehículo. Cuando las características específicas del sitio demanden pendientes más pronunciadas, debe de instalarse una barrera en la orilla.

Para los taludes exteriores, la pendiente debe de ser de 3:1 o menos pronunciada, para facilitar la operación del equipo de mantenimiento, como las segadoras mecánicas. Cuando las restricciones del sitio imponen pendientes más pronunciadas que 2:1, por ejemplo en zonas urbanas en donde la propiedad real tiene mucha demanda, debe de investigarse la instalación de muros de retención.

16.10.3 Banquetas

Éstas se usan a lo largo de las carreteras rurales, en los terraplenes o alrededor de islas, para retener el drenaje en el acotamiento e inhibir la erosión del talud. Una banqueta es un banco elevado que se puede formar de tierra simple y cubrirse con césped o pavimentarse con material bituminoso mezclado en la carretera o en una planta.

16.10.4 Cercas

Éstas se instalan con frecuencia a lo largo de una carretera para limitar o controlar el acceso al derecho de vía a la misma por parte de peatones o vehículos. También se puede usar el cercado para prevenir el cruce indiscriminado de vehículos por la franja central, reducir el resplandor de los faros, así como prevenir que entren animales a la carretera. Para estos fines, en general se erige una cerca eslabonada de 6 ft de alto. Sin embargo, en las zonas rurales, con frecuencia se usa cerca agrícola de 4 ft de alto. En muchos casos, se emplea cercado rural para prevenir la entrada de ganado a la carretera. También se instalan cercas en los puentes para prevenir que vándalos que pasen por éstos lancen objetos hacia abajo a los pasos a desnivel y causen accidentes. Cuando el interés principal es controlar el acceso de peatones a una carretera, se puede plantar un seto vivo grueso para lograr ese control.

16.10.5 Barreras contra el ruido

La incorporación de barreras para reducir los efectos del ruido en áreas ocupadas adyacentes a una carretera, aunque suele ser cara, puede ser necesaria. El ruido generado por grandes volúmenes de tráfico puede afectar severamente propiedades residenciales o de otro tipo, en donde vive y trabaja gente. Las fuentes de ruido del tráfico de la carretera incluyen los motores de los vehículos, el escape de éstos, los efectos aerodinámicos y la interacción de los neumáticos con la superficie de la carretera. Para el diseño de una carretera importante, empezando con la etapa preliminar de ese diseño, deben de tomarse en consideración los niveles anticipados de ruido y el tipo de barrera contra éste que, si acaso, se requerirá.

Las barreras contra el ruido son muros absorbentes o reflectores de éste. A menudo se fabrican

de concreto, madera, metal o mampostería. El tipo seleccionado debe de ser estéticamente agradable y combinarse bien con la topografía circundante. Con frecuencia, la disponibilidad local de materiales o componentes y las normas aplicables desempeñan un papel crítico en la selección de los tipos de barreras contra el ruido.

El diseño y la instalación de las barreras contra el ruido para una carretera deben de conformarse con las restricciones geométricas generales de la propia carretera. Las barreras deben de colocarse tan lejos como se pueda de la carretera y dar lugar a una distancia apropiada de visión para los conductores. Cuando se coloquen estas barreras cerca del tráfico, es posible que sea necesario erigir barreras de protección con ellas.

Como alternativa al empleo de barreras contra el ruido, existen otras maneras de controlar los efectos del ruido en las propiedades adyacentes. Uno de los métodos es hacer que la carretera quede por debajo del nivel de los edificios adyacentes. Otra posibilidad es la elevación de la carretera sobre un terraplén o puente, arriba del nivel de los edificios adyacentes. Para limitar todavía más el ruido, se pueden plantar arbustos o árboles, o bien, colocar cubiertas de terreno entre la carretera y las propiedades adjuntas.

16.10.6 Canales de drenaje de la orilla

Suele incorporarse un canal de drenaje en una orilla de carretera para recoger y conducir el agua superficial para drenaje alejándola del lecho de la vía. Para llevar a efecto esta función, a los canales de drenaje se les debe dar un tamaño tanto para el escurrimiento de diseño como para los flujos excesivos de agua de tormentas.

Un canal de drenaje suele ser una cuneta formada al conformar la superficie del terreno de la orilla de la carretera (Fig. 16.11). Desde un punto de vista hidráulico, el mejor canal de drenaje es aquel con los lados más inclinados. Por lo tanto, debe de lograrse un equilibrio entre las necesidades de drenaje y la necesidad de taludes con inclinación menos pronunciada (subsección 16.10.2).

Los canales de drenaje deben de colocarse para evitar la creación de un peligro para los vehículos errantes. Las cuadrillas de mantenimiento deben de conservar los canales libres de escombros, los cuales pueden reducir la capacidad de esos canales. También deben de asegurarse de que los canales no están sujetos a una erosión significativa, al depósito de material ni a otras causas de deterioro.

16.11 Derecho de vía

Éste es toda el área necesaria para la construcción, drenaje y mantenimiento de una carretera, así como para tener acceso a ella o salir de la misma. El logro de muchas de las características deseables de diseño, analizadas en la sección 16.10, como pendientes menos pronunciadas y la colocación apropiada de las instalaciones de drenaje, se facilita con la consecución de un derecho de vía suficiente. Además, la adquisición de un derecho de vía grande permite la expansión futura de la carretera para dar lugar a volúmenes mayores de tráfico. Sin embargo, como mínimo, el tamaño del derecho de vía adquirido para una carretera debe de ser al menos el requerido para la incorporación de todos los elementos de los que consta la sección transversal de diseño, así como las áreas límites apropiadas.

Por ejemplo, para estimar el derecho de vía requerido para una autopista típica al nivel del suelo, puede suponerse que la sección transversal contendrá carriles de 12 ft, una franja central de 56 ft, orillas exteriores de 50 ft, caminos de frente de 30 ft y límites de 15 ft. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) recomienda un ancho del derecho de vía de alrededor de 225 ft para una autopista de este tipo, sin caminos de frente, y de 300 a 350 ft, con caminos de frente de un sentido en ambos lados del pavimento de paso. Para una autopista con sección transversal restringida, la AASHTO recomienda un ancho de 100 a 150 ft, sin caminos de frente, y de 100 a 200 ft, con un camino de frente de doble sentido en uno de los lados. Para otros tipos de carreteras, se recomiendan diferentes tamaños del derecho de vía ("A Policy on Geometric Design of Highways and Streets" de la AASHTO).

16.12 Superelevación

Resulta conveniente construir uno de los bordes de una carretera más alto que el otro, a lo largo de las curvas de la misma, para contrarrestar los fuerzas centrífugas que actúan sobre los pasajeros y los vehículos, para comodidad de esos pasajeros y para

prevenir que los vehículos se vuelquen o patinen hacia afuera del camino, si las fuerzas centrífugas no son contrarrestadas por la fricción entre la propia carretera y los neumáticos. Sin embargo, debido a la posibilidad de patinaje de los vehículos cuando el camino curvo está cubierto por lluvia, nieve o hielo, se tienen limitaciones sobre la magnitud de la superelevación que se puede usar.

La razón máxima de superelevación que se use depende del clima local y si la carretera su clasifica como rural o urbana. En la tabla 16.2 se presentan límites típicos para diversas velocidades de diseño, radios mínimos, razones e de superelevación y longitudes L_s de la espiral de transición. Esta última es la distancia sobre la que cambia la sección transversal normal de la comba hacia una sección completamente peraltada, conforme la alineación de la carretera cambia de la tangente para iniciar una curva circular.

Para la seguridad y comodidad de los conductores, suelen tomarse provisiones para el cambio gradual de una tangente hacia el arranque de una curva circular. Un método para llevar a cabo esto es introducir una curva en espiral entre esas secciones de la carretera (subseccion 16.13.3). Una espiral proporciona una trayectoria confortable para los conductores, ya que el radio de curvatura de esa espiral disminuye de manera gradual hasta el de la curva circular, en tanto que la superelevación aumenta gradualmente desde cero hasta la superelevación plena de la propia curva circular. Al final de ésta se introduce una transición similar. (Una alternativa es utilizar curvas compuestas que sean muy aproximadamente una espiral.) Sobre el tramo de transi-

TABLA 16.2 Superelevación, e, in/ft, del ancho del pavimento y longitud de la espiral L_s, ft, para curvas horizontales de carreteras*

		Velocidad de diseño de los vehículos, mi/h																									
		30			40			50			60			65			70			75							
Grado D_c de curva	Radio de la curva, ft	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4	e	L_s Carriles 2	4
0° 15′	22 918	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0			
0° 30′	11459	NC	0	0	NC	0	0	NC	0	0	RVC	175	175	RVC	190	190	RVC	200	200	0.022	220	220						
0° 45′	7639	NC	0	0	NC	0	0	RVC	150	150	0.022	175	175	0.025	190	190	0.029	200	200	0.032	220	220						
1° 00′	5730	NC	0	0	RVC	125	125	0.021	150	150	0.029	175	175	0.053	190	190	0.038	200	200	0.043	220	220						
1° 30′	3820	RVC	100	100	0021	125	125	0.030	150	150	0.040	175	175	0.046	190	200	0.053	200	240	0.080	220	290						
2° 00′	2865	RVC	100	100	0.027	125	125	0.038	150	150	0.051	175	210	0.057	190	250	0.065	200	290	0.072	230	340						
2° 30′	2292	0.021	100	100	0.033	125	125	0.046	150	170	0.060	175	240	0.066	190	290	0.073	220	330	0.078	250	370						
3° 00′	1910	0.025	100	100	0.038	125	125	0.053	150	190	0.067	180	270	0.073	210	320	0.073	230	350	0.080	250	380						
3° 30′	1637	0.028	100	100	0.043	125	140	0.058	150	210	0.073	200	300	0.077	220	330	0.080	240	380	0.080	250	380						
4° 00′	1432	0.052	100	100	0.047	125	150	0.063	150	230	0.077	210	310	0.079	230	340	0.080	240	360	D_c máx = 3.0°								
5° 00′	1146	0.038	100	100	0.055	125	170	0.071	170	260	0.080	220	320	0.080	230	350	D_c máx = 3.5°											
6° 00′	955	0.043	100	120	0.061	130	190	0.077	180	280	**0.080**	**220**	**320**	D_c máx = 4.5°														
7° 00′	819	0.048	100	130	0.067	140	210	0.079	190	280	D_c máx = 5.0°																	
8° 00′	716	0.052	100	140	0.071	150	220	**0.080**	**190**	**290**																		
9° 00′	637	0.056	100	150	0.075	160	240	D_c máx = 7.5°																				
10° 00′	573	0.059	110	160	0.077	160	240																					
11° 00′	521	0.063	110	170	0.079	170	250																					
12° 00′	477	0.066	120	180	0.080	170	230																					
13° 00′	441	0.068	120	180	**0.080**	**170**	**250**																					
14° 00′	409	0.070	130	190	D_c máx = 12.5°																							
16° 00′	358	0.074	130	200																								
18° 00′	318	0.077	140	210																								
20° 00′	286	0.079	140	210																								
22° 00′	260	0.080	140	220																								
		0.080	**140**	**220**																								
		D_c máx = 23.0°																										

*Adaptada de *Highway Design Manual*, New York State Department of Transportation.

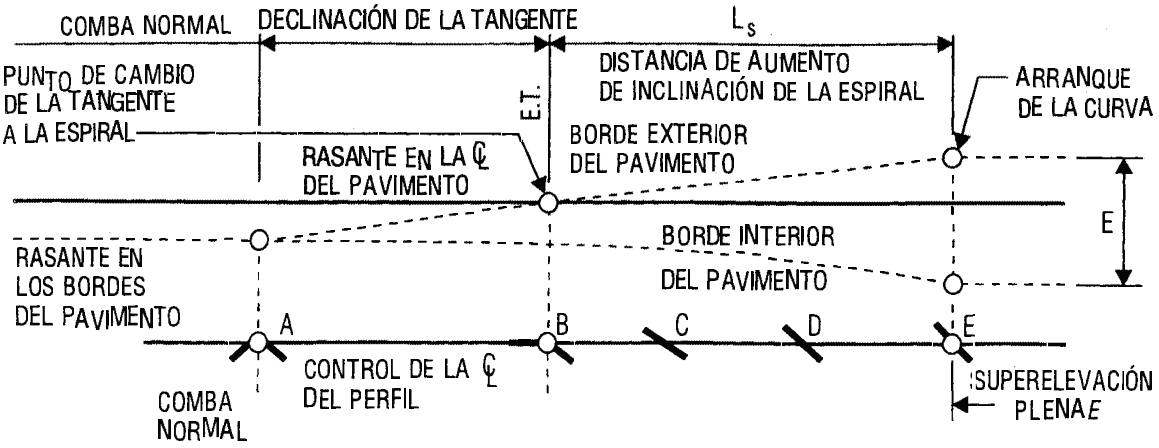


Figura 16.12 Variaciones de la superelevación a lo largo de una curva de transición en espiral.

ción, la línea central de cada carretera se mantiene en la rasante del perfil, en tanto que el borde exterior de esa carretera se eleva y el borde interior se hace bajar para producir la superelevación requerida. Como se indica en la figura 16.12, lo normal es que primero se eleve el borde exterior hasta que la mitad externa de la sección transversal se nivele con la comba (punto *B*). A continuación, se eleva el borde exterior todavía más hasta que la sección transversal quede recta (punto *C*). De allí en adelante, se hace girar toda la sección transversal hasta que se alcanza la superelevación plena (punto *E*). Véase también la subsección 16.3.4.

Por lo general, las secciones transversales superelevadas se emplean en curvas de carreteras rurales y de autopistas urbanas. Rara vez se usa la superelevación en calles locales, en zonas residenciales, comerciales o industriales.

Alineaciones de carreteras

El diseño geométrico de una carretera tiene que ver con la alineación horizontal y la vertical, así como con los elementos de la sección transversal analizados en las secciones 16.2 a 16.12. La alineación horizontal de una carretera define su ubicación y orientación en la vista de planta. La alineación vertical de una carretera se refiere a su conformación de perfil. Para una carretera con carriles contiguos, la alineación se puede representar de manera conveniente por la línea central de la propia carretera.

16.13 Alineación horizontal

Ésta comprende uno o más de los elementos geométricos siguientes: tangentes (secciones rectas), curvas circulares (subsección 16.13.2) y espirales de transición (subsecciones 16.12 y 16.13.3).

16.13.1 Medición por estaciones

La distancia a lo largo de una alineación horizontal se mide en términos de estaciones. Una estación completa se define como 100 ft y media estación, como 50 ft. La estación 100 + 50 está a 150 ft del arranque de la alineación, estación 0 + 00. Un punto a 1492.27 ft de 0 + 00 se denota como 14 + 92.27, con lo que se indica un lugar a 14 estaciones (1400 ft) más 92.27 del punto de arranque de la alineación. Esta distancia se mide horizontalmente a lo largo de la línea central de la carretera, sea una tangente, una curva o una combinación de éstas.

16.13.2 Curvas simples

Una curva simple horizontal consta de una parte de un círculo tangente a dos secciones rectas sobre la alineación horizontal. De preferencia, el radio de una curva debe ser suficientemente grande como para que los conductores no se sientan forzados a disminuir la velocidad de sus vehículos. Sin embargo, ese radio no siempre es factible, a causa de que la alineación debe de combinarse en forma armo-

niosa con la topografía existente, tanto como se pueda, así como equilibrar otras consideraciones de diseño, como la economía global del proyecto, la distancia de visión y la fricción lateral. También debe de tomarse en cuenta la superelevación (sección 16.12), que suele emplearse en las curvas con curvatura pronunciada.

Una curva empieza en un punto designado *punto de curvatura* o *PC*. Allí, la curva es tangente a la sección recta de la alineación, la cual se conoce como *tangente* (Fig. 16.13). La curva finaliza en el *punto de tangencia PT*, en donde la curva a la otra sección recta de la alineación. El ángulo Δ formado en *PI, el punto de intersección* de las dos tangentes, se llama *ángulo interior* o *ángulo de intersección.*

La curvatura de una alineación horizontal se puede definir por el radio R de la curva o el grado de curva D. **Un grado de curva** es el ángulo central que subtiende un arco de 100 ft (aproximadamente una cuerda de 100 ft). El grado de curva se expresa por

$$D = \frac{5729.8}{R} \tag{16.1}$$

En la tabla 16.3 se presentan valores para el radio mínimo de diseño permisible para secciones normales de comba.

La longitud de la tangente T (distancia desde *PC* hasta *PI*, o *PI* hasta *PT*) se puede calcular a partir de

$$T = R \tan \frac{\Delta}{2} \tag{16.2}$$

La distancia externa E medida desde *PI* hasta la curva, sobre una recta radial, se expresa por

$$E = R(\sec \frac{\Delta}{2} - 1) \tag{16.3}$$

La distancia ordenada de en medio M se extiende desde el punto medio B de la cuerda hasta el punto medio A de la curva.

$$M = R(1 - \cos \frac{\Delta}{2}) \tag{16.4}$$

La longitud de la cuerda C, desde *PC* hasta *PT*, se expresa por

$$C = 2R \operatorname{sen} \frac{\Delta}{2} = 2T \cos \frac{\Delta}{2} \tag{16.5}$$

La longitud L de la curva se puede calcular a partir de

$$L = \frac{\Delta \pi R}{180} = \frac{100\Delta}{D} \tag{16.6}$$

en donde Δ = ángulo de intersección, grados.

16.13.3 Curvas de transición (espiral)

Al empezar a describir una curva horizontal, de inmediato un vehículo y lo que contiene quedan sujetos a fuerzas centrífugas. Cuanto más rápido

TABLA 16.3 Curvatura máxima para sección normal de comba*

Velocidad de diseño, mi/h	Velocidad promedio de circulación, mi/h	Grado máximo de curva	Radio mínimo de la curva, ft
20	20	3° 23′	1700
30	28	1° 43′	3340
40	36	1° 02′	5550
50	44	0° 41′	8320
55	48	0° 35′	9930
60	52	0° 29′	11690
65	55	0° 26′	13140
70	58	0° 23′	14690

*Adaptado de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials.

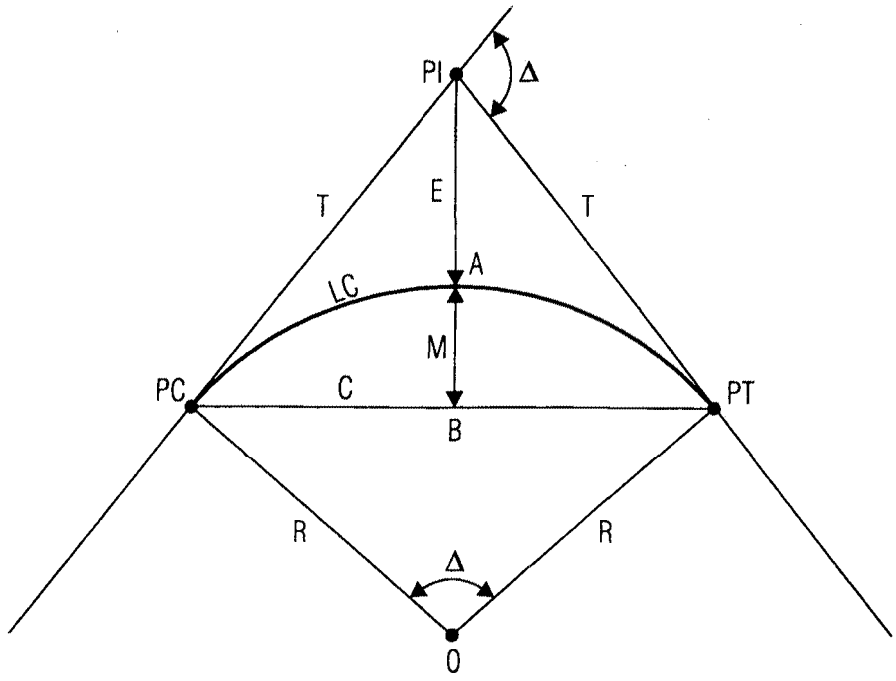


Figura 16.13 Curva circular que se inicia en el punto *PC*, en una tangente, y finaliza en *PT*, en una segunda tangente que se interseca con la primera en *PI*. El radio de la curva es *R* y la distancia sobre la cuerda entre *PC* y *PT* es *C*. La longitud del arco es *LC*. La distancia tangente es *T*.

entre el vehículo al círculo y más pronunciada sea la curvatura, mayor es la influencia sobre los vehículos y los conductores del cambio de la tangente a la curva. Por ejemplo, dependiendo de la fricción entre los neumáticos y el camino, los vehículos pueden deslizarse lateralmente, en especial si el camino está resbaladizo. Además, los conductores se sienten incómodos debido a la dificultad para lograr una posición de equilibrio. Se presenta una condición similar cuando un vehículo sale de una curva circular para entrar a una sección recta de la carretera. Para remediar estas condiciones, especialmente en donde hay tráfico a alta velocidad debe de describir curvas pronunciadas, debe de introducirse una curva de transición, con un radio que cambia en forma constante, entre la curva circular y la tangente. El radio de la curva de transición debe de variar de manera gradual, desde infinito en la tangente hasta el de la curva circular. Junto con la transición, la superelevación debe de aplicarse gradualmente, desde cero hasta todo su valor en la curva circular.

Normalmente se usa una **espiral de Euler** (conocida también como **clotoide**) como curva de transición. El cambio gradual en el radio da como resultado un desarrollo gradual correspondiente de las fuerzas centrífugas, reduciendo de esta manera los efectos adversos antes mencionados. En general, se usan curvas de transición entre las tangentes y las curvas pronunciadas y entre curvas circulares de radios apreciablemente diferentes. Las curvas de transición también mejoran la seguridad al conducir, al facilitar que los vehículos permanezcan en sus propios carriles al entrar o salir de las curvas. Cuando no se proporcionan curvas de transición, los conductores tienden a crear sus propias curvas de transición, moviéndose lateralmente dentro de su carril de circulación y, a veces, hacia el adjunto, una maniobra peligrosa. Además, las curvas de transición dan lugar a una alineación estéticamente más agradable, dando a la carretera una apariencia suave, sin rupturas notables al principio y el final de las curvas circulares.

La longitud mínima *L*, ft, de una espiral puede calcularse a partir de

$$L = \frac{3.15V^3}{RC} \qquad (16.7)$$

en donde V = velocidad del vehículo, mi/h

R = radio, ft, de la curva circular a la cual se une la espiral

C = razón de aumento de la aceleración radial

C es un valor empírico indicativo de la comodidad y de la seguridad, los valores que se usan a menudo para las carreteras varía de 1 a 3. (Para los ferrocarriles, con frecuencia C se toma como 1.) Otro método, más práctico, para calcular la longitud mínima de espiral requerida para usarse con las curvas circulares es basarla en la longitud requerida de aumento de inclinación de la superelevación (subsección 16.13.4).

16.13.4 L_s de aumento de inclinación de la superelevación

Ésta es el tramo requerido de carretera para alterar la sección transversal de la misma, desde la comba normal hasta completamente superelevada, o viceversa (Fig. 16.12). En la tabla 16.2 se tiene una lista de valores de L_s para pavimentos de dos y de cuatro y para diversas velocidades de diseño. La tabla está basada en la suposición de que la línea central de cada carretera se mantenga en la rasante del perfil, en tanto que el borde exterior se eleva y el exterior se baja para crear la superelevación requerida. El aumento de inclinación de la superelevación se efectúa de manera uniforme para dar tanto comodidad como seguridad. Las recomendaciones de la AASHTO para el aumento de inclinación de la superelevación pueden diferir un poco respecto de las que se dan en la tabla 16.2. Asimismo, las alineaciones del tipo elevado pueden requerir aumentos en la elevación más largos y aun cuando estos aumentos para los pavimentos anchos son mayores que para los de dos carriles, en general no existen relaciones aceptadas entre las longitudes.

Se debe de aplicar cierta prudencia en el diseño, al aplicar cualquiera de los criterios precedentes. Por ejemplo, si una carretera está ubicada en un corte con un perfil relativamente plano, si se baja el borde exterior se puede tener como resultado una concavidad de la cual no se pueda drenar adecuadamente el agua superficial. Para prevenir esta condición, debe de lograrse la superelevación a través de la elevación del borde exterior. Esto requerirá que este borde se eleve el doble de la distancia necesaria cuando se baja el borde interior. Como otro ejemplo, si se emplea superelevación en una carretera dividida, se puede tener una condición indeseable si se aplica la superelevación haciendo girar el pavimento de cada lado de la franja central, alrededor de su línea central. Los dos lados de la franja central finalizarán en elevaciones apreciablemente diferentes. Una alternativa mejor es hacer girar cada pavimento alrededor del borde de la vía adjunto a la franja central

16.13.5 Distancia de visión para pasar

En las carreteras de dos carriles, se les debe de dar a los conductores oportunidades seguras a intervalos para pasar a los vehículos que se mueven lentamente. No hacerlo aumenta el riesgo de colisiones de frente y tiende a disminuir la capacidad de tráfico de la carretera. Para poder realizar un paso seguro, un conductor debe poder ver bastante lejos hacia adelante para tener la certeza de que no hay peligro de choque con un vehículo que se aproxime o con una obstrucción en el camino. En la tabla 16.4 se da una lista de las distancias mínimas de visión que puede servir como guía al diseñar la alineación de una carretera.

16.14 Alineación vertical

Una alineación vertical define la configuración geométrica de un camino en elevación, o perfil. Una

TABLA 16.4 Distancias mínimas de visión para pasar, para el diseño de carreteras de dos carriles

Velocidad de diseño, mi/h	Velocidad supuesta del vehículo que se pasa, mi/h*	Distancia mínima de visión para pasar, ft
30	26	1100
40	34	1500
50	41	1800
60	47	2100
65	50	2300
70	54	2500
75	56	2600
85	59	2700

*Se supone que la velocidad del vehículo que pasa es 10 mi/h más rápida que la del vehículo pasado.

alineación vertical se puede representar por la línea central del camino, a lo largo de una sola tangente con un declive dado, de una curva vertical o de una combinación de ambos.

16.14.1 Espacio libre para los puentes

Cuando se lleva una carretera por un puente sobre una obstrucción, debe de mantenerse un espacio libre mínimo entre la parte inferior de la superestructura del puente y aquello que se cruce. En las *Standard Specifications for Highway Bridges* de la AASHTO se especifica un espacio libre mínimo absoluto de 14 ft y uno de diseño de 16 ft.

16.14.2 Curvas verticales

Éstas se usan como una transición en donde la alineación vertical cambia el declive o pendiente. Las curvas verticales se diseñan para combinarse lo mejor que se pueda con la topografía existente, considerándose la velocidad especificada de diseño, los aspectos económicos y la seguridad. Las tangentes a una curva parabólica, conocidas como declives, pueden influir sobre el tráfico de muchas maneras; por ejemplo, pueden influir sobre la velocidad de los remolques con tractor grande y anular la distancia de visión.

Aun cuando se puede usar una curva circular como curva vertical, la práctica común es emplear una curva parabólica. Ésta se enlaza con una alineación horizontal correspondiente por medio de una medición común por estaciones. En la figura 16.14 se muestra una curva vertical típica, así como sus elementos constituyentes.

Una curva vertical como la que se muestra en la figura 16.14 se conoce como curva vertical en cresta; es decir, la curva forma una cresta como una colina. Si la curva es cóncava, se llama curva vertical en trampolín; es decir, la curva forma una hondonada como un valle. Como se indica en la figura 16.14, la transición se inicia en una tangente en el *PCV*, punto de curvatura vertical, y termina en una segunda tangente en el *PTV*, punto de tangencia vertical. Las tangentes, si se prolongaran, se encontrarían en el *PIV*.

Las propiedades de una curva vertical parabólica se obtienen a partir de una ecuación de la forma $y = ax^2$. La razón de cambio del declive, r, porcentaje por estación de longitud de curva, es

$$r = \frac{g_2 - g_1}{L} \tag{16.8}$$

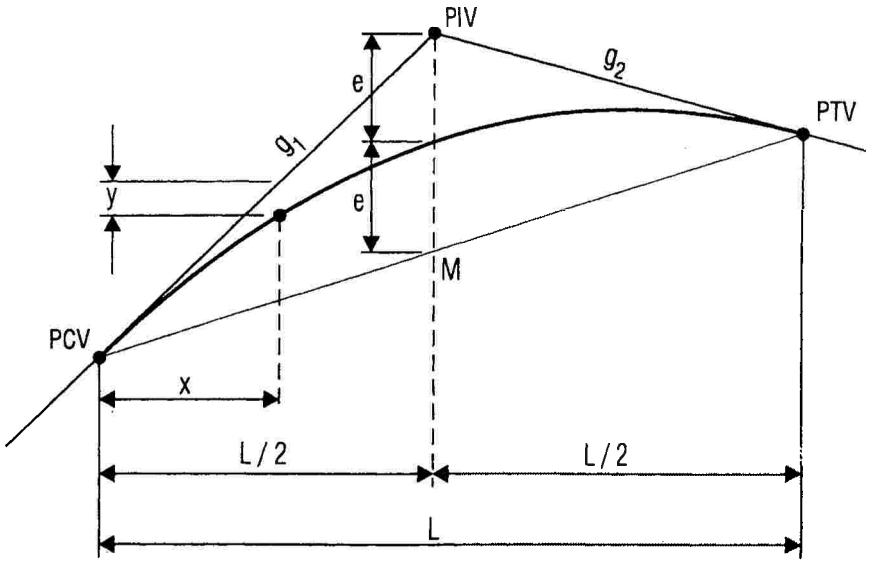


Figura 16.14 Curva vertical parabólica que se inicia en el *PCV*, en una tangente, y termina en el *PTV*, en una segunda tangente que se interseca con la primera en el *PIV*, a una distancia *e* arriba de la curva.

en donde g_1 = declive, porcentaje, en el *PCV*, mostrado como positivo (pendiente hacia arriba) en la figura 16.14

g_2 = declive, porcentaje, en el *PTV*, mostrado como negativo (pendiente hacia abajo)

L = longitud, estaciones, de la curva vertical

Si una curva tiene una longitud de 700 ft, $L = 7$. Si el declive g_1 en el *PCV* fuera de 2.25% y el declive g_2 en el *PTV* fuera de −1.25%, la razón de cambio sería $r = (-1.25 - 2.25)/7 = -0.50\%$ por estación.

Un punto clave en una curva vertical es el **punto de cambio**, en donde se presenta la elevación mínima o máxima en una curva vertical. La estación en este punto puede calcularse a partir de

$$x_{TP} = \frac{-g_1}{r} \tag{16.9}$$

La distancia sobre la ordenada de en medio, e, la distancia vertical desde el *PIV* hasta la curva vertical, se expresa por

$$e = \frac{(g_1 - g_2)L}{8} \tag{16.10}$$

Para el trazado de una curva vertical en el campo, es necesario conocer las elevaciones en los puntos a lo largo de la misma. A partir de la ecuación de una parábola, la elevación H_x, ft, de una curva a una distancia x, estaciones, del *PCV* se puede calcular a partir de

$$H_x = H_1 + g_1 x + \frac{rx^2}{2} \tag{16.11}$$

en donde H_1 = elevación del *PCV*. El último término de la ecuación, $rx^2/2$ es la desviación vertical de la curva respecto de un punto sobre la tangente a la misma que esté a una distancia x, estaciones, del *PCV*.

16.14.3 Distancia de visión para detención

Ésta es el tramo de carretera necesario entre un vehículo y un objeto arbitrario (en algún punto del camino) para permitir que el conductor detenga ese vehículo antes de llegar a la obstrucción. No debe confundirse ésta con la distancia de visión para pasar, que la AASHTO define como el "tramo de carretera visible hacia adelante al conductor" (subsección 16.13.5). En la figura 16.15 se muestran los parámetros que rigen la distancia de visión para detención en una curva vertical en cresta.

La distancia mínima de visión para detención se calcula para una altura del ojo (altura del ojo del conductor) de 3.50 ft y una altura del objeto (obstrucción en la carretera) de 6 in. La distancia de detención sobre una carretera a nivel comprende la distancia sobre la que se mueve un vehículo durante el tiempo de reacción para frenar, el tiempo que tarda un conductor en aplicar los frenos al ver una obstrucción y la distancia que recorre el vehículo antes de llegar a la detención completa (distancia de frenado). En la tabla 16.5 se da una lista de distancias aproximadas de visión para detención sobre una carretera a nivel, para diversas velocidades de

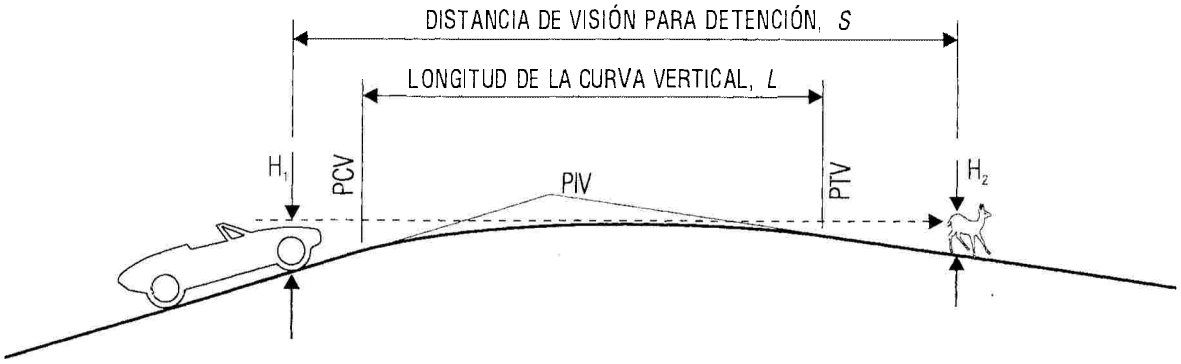


Figura 16.15 Distancia de visión para detención en una curva vertical en cresta.

TABLA 16.5 Controles de diseño para las curvas verticales basados en la distancia de visión para detención*

Velocidad de diseño, mi/h	Velocidad promedio para la condición, mi/h	Coeficiente de fricción f	Distancia de visión para detención (redondeada para el diseño), ft	Razón de curvatura vertical K, ft por porcentaje de A			
				Para curvas en cresta		Para curvas en trampolín	
				Calculada	Redondeada para el diseño	Calculada	Redondeada para el diseño
20	20-20	0.40	125-125	8.6-8.6	10-10	14.7-14.7	20-20
25	24-25	0.38	150-150	14.4-16.1	20-20	21.7-23.5	30-30
30	28-30	0.35	200-200	23.7-28.8	30-30	30.8-35.3	40-40
35	32-35	0.34	225-250	35.7-46.4	40-50	40.8-48.6	50-50
40	36-40	0.32	275-325	53.6-73.9	60-80	53.4-65.6	60-70
45	40-45	0.31	325-400	76.4-110.2	80-120	67.0-84.2	70-90
50	44-50	0.30	400-475	106.6-160.0	110-160	82.5-105.6	90-110
55	48-55	0.30	450-550	140.4-217.6	150-220	97.6-126.7	100-130
60	52-60	0.29	525-650	189.2-302.2	190-310	116.7-153.4	120-160
65	55-65	0.29	550-725	227.1-394.3	230-400	129.9-178.6	130-180
70	58-70	0.28	625-850	282.8-530.9	290-540	147.7-211.3	150-220

*Adaptado de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials.

diseño y pavimentos húmedos. Si el vehículo está yendo hacia arriba, la distancia de frenado es menor, debido a que la gravedad ayuda a que ese vehículo disminuya su velocidad. Para el movimiento hacia abajo, la distancia de frenado es mayor.

Una regla empírica general es que entre más larga sea una curva vertical, puede ser mayor la distancia segura de visión para detención. Sin embargo, las curvas largas pueden tener una construcción demasiado costosa. Por lo tanto, debe de lograrse un equilibrio entre los aspectos económicos y la seguridad, sin comprometer esta última.

Para las curvas verticales en cresta, la AASHTO define la longitud mínima $L_{mín}$, ft, de estas curvas, con base en una distancia requerida de visión S, ft, como la expresada por las ecuaciones (16.12) a (16.15).

$$L_{mín} = \frac{AS^2}{100\,(\sqrt{2H_1} + \sqrt{2H_2})^2} \qquad S < L \quad (16.12)$$

Cuando la altura del ojo es de 3.5 ft y la del objeto es de 0.5 ft,

$$L_{mín} = \frac{AS^2}{1329} \qquad S < L \quad (16.13)$$

También, para las curvas verticales en cresta,

$$L_{mín} = 25 - \frac{200\,(\sqrt{H_1} + \sqrt{H_2})^2}{AS^2} \qquad S > L \quad (16.14)$$

Cuando la altura del ojo es de 3.5 ft y la del objeto es de 0.5 ft,

$$L_{mín} = 25 - \frac{1329}{AS^2} \qquad S > L \quad (16.15)$$

en donde A = diferencia algebraica en los declives, porcentajes, de las tangentes a la curva vertical

H_1 = altura del ojo, ft, arriba del pavimento

H_2 = altura del objeto, ft, arriba del pavimento

Los controles de diseño para las curvas verticales se pueden establecer en términos de la razón de la curvatura vertical K, definida por

$$K = \frac{L}{A} \quad (16.16)$$

en donde L = longitud, ft, de la curva vertical y A se define líneas antes. K es útil en la determinación de la distancia mínima de visión, la longitud de una

curva vertical desde el *PCV* hasta el punto de cambio (punto máximo en una cresta y mínimo en un trampolín). Esta distancia se encuentra al multiplicar *K* por el gradiente de aproximación.

En la tabla 16.5 se tiene una lista de los valores recomendados de *K* para diversas velocidades de diseño y distancias de visión para detención, para curvas verticales en cresta y en trampolín.

Drenaje de la carretera

El drenaje apropiado es una consideración muy importante en el diseño de una carretera. Las instalaciones inadecuadas para drenaje pueden conducir al deterioro prematuro de la carretera y al desarrollo de condiciones adversas de seguridad, como el hidroplaneo. Por lo tanto, es común que se destine una parte apreciable del presupuesto de construcción de la carretera a las instalaciones de drenaje.

En esencia, la función general del sistema de drenaje de una carretera es extraer el agua de lluvia del camino, así como el agua del derecho de vía de la propia carretera. El sistema de drenaje debe de suministrar las condiciones de este último descritas en las secciones 16.16 y 16.17.

16.15 Frecuencia de tormentas y escurrimiento

La frecuencia de tormentas se refiere a la posibilidad de que una intensidad dada de precipitación pluvial ocurra dentro de un intervalo específico de años. Se determina a partir de datos históricos que indican que se puede esperar una intensidad particular de precipitación pluvial una vez en *N* años. Se pretende que un sistema de drenaje diseñado para una intensidad de ese tipo sea capaz de soportar una tormenta, escurrimiento o inundación de *N* años. Por ejemplo, una tormenta de 25 años representa una probabilidad de 1 en 25 de que el sistema de drenaje tendrá que manejar una intensidad de esa magnitud. Esto no significa que cada 25 años se tendrá una cierta tormenta de esta magnitud. Es posible que no se tenga en lo absoluto una tormenta de ese tipo durante cualquier periodo de 25 años. Sin embargo, también es posible que tengan lugar dos o más de esas tormentas en un solo año. Aunque las posibilidades de que esto suceda son relativamente pequeñas.

Para las carreteras, típicamente, se diseñan drenes cruzados (alcantarillas pequeñas) que pasan debajo de las carreteras principales, para llevar el flujo de cursos definidos del agua, para manejar una tormenta de 25 años. Las alcantarillas más grandes y los puentes de las carreteras importantes se diseñan con capacidad para tormentas de 100 años. Para carreteras no importantes, la tormenta usada para diseño puede variar desde una de 10 hasta una de 50 años, dependiendo del tamaño de la carretera y del volumen esperado de tráfico.

Determinación del escurrimiento ■ La cantidad de escurrimiento que se debe usar para el diseño del drenaje superficial se puede determinar a través de mediciones físicas del flujo de la corriente o mediante el uso de fórmulas empíricas. Un procedimiento común es utilizar el método racional descrito en la sección 21.39 (también conocido como el método de Lloyd-Davies, en el Reino Unido). Aun cuando este procedimiento da respuestas razonables en la mayor parte de las zonas urbanas, debe tenerse cuidado al aplicar el método racional en las zonas rurales. Es mucho más difícil estimar con exactitud el escurrimiento para las zonas rurales y las grandes vertientes que el correspondiente a los ambientes urbanos. Por lo general, para la determinación del escurrimiento, una vertiente grande se divide en varias zonas más pequeñas, de las cuales el escurrimiento fluye hacia diversas bocas de alcantarillas o vías acuáticas. En general, se pueden determinar valores conservadores de diseño del escurrimiento para zonas de drenaje de 100 acres o menos. No obstante, algunos diseñadores han usado valores máximos de 200 acres e incluso de 500.

16.16 Drenaje superficial

Deben tomarse medidas para la extracción del agua, proveniente de la lluvia o de la fusión de la nieve, o de ambas, que cae directamente sobre un camino o viene del terreno adyacente. Al camino se le debe de dar la inclinación adecuada para que drene el agua, alejándola de los carriles de circulación y de loa acotamientos y, a continuación, dirigirla hacia los canales de drenaje del sistema, como son bajíos de tierra natural, canales de concreto y cunetas, para descargarla hacia una masa adyacente de agua. Los canales deben de ubicarse y conformarse para mi-

nimizar el potencial de riesgos para el tráfico y tener capacidad para los flujos anticipados de agua de tormentas. Deben de colocarse bocas de alcantarillas para el drenaje, según se necesite, para prevenir el encharcamiento y limitar la diseminación del agua hacia los carriles de tráfico.

16.16.1 Métodos de drenaje superficial

Para carreteras rurales sobre terraplenes, debe permitirse que el escurrimiento de la vía fluya uniformemente sobre los taludes y, enseguida, diseminarse sobre el terreno adyacente. Sin embargo, este método a veces puede causar un impacto adverso en el terreno circundante, como las tierras agrícolas. En esos casos, el drenaje debe de captarse, por ejemplo, en cunetas longitudinales y, a continuación, conducirse hacia un curso cercano de agua.

Cuando una carretera está ubicada en un corte, el escurrimiento puede captarse en cunetas laterales poco profundas. Por lo común, éstas tienen una sección transversal trapezoidal, triangular o redonda, y deben de ser suficientemente profundas como para drenar la subbase del pavimento y llevar el flujo de diseño de tormentas hasta un punto de descarga. Se debe tener cuidado en diseñar las cunetas de modo que la base del relleno inclinado adyacente no sufra una erosión excesiva. Para flujos más grandes de agua que la capacidad de una cuneta poco profunda tendrán que usarse canales pavimentados o tubos de desagüe con capacidades mayores.

En los ambientes urbanos y en las zonas en desarrollo, el uso de canales de drenaje en las orillas puede verse severamente limitado por los usos de los terrenos circundantes. En la mayor parte de los casos, el costo para adquirir el derecho de vía necesario para implementar esas instalaciones de drenaje es prohibitivo. Para las carreteras sobre terraplenes, se pueden construir una guarnición o una banqueta de tierra a lo largo del borde exterior de la vía para interceptar el escurrimiento y desviarlo hacia las bocas de alcantarillas colocadas a intervalos regulares. A su vez, las bocas deben de conectarse a los colectores de agua de lluvia que lleven esta agua hasta los puntos en que se disponga de ella. En una zona urbana, es posible que sea necesario construir colectores de agua de lluvia de longitud considerable para llegar hasta la masa de agua más cercana, con el fin de descargar el escurrimiento.

16.16.2 Bocas de alcantarillas

Hay partes de un sistema de drenaje que reciben el escurrimiento en la rasante y permiten que el agua fluya hacia abajo, hacia drenes subterráneos para las tormentas. Las bocas de alcantarillas deben de poder dejar pasar las inundaciones de diseño, sin atascarse con escombros. La entrada a las bocas debe de protegerse con una rejilla fijada al ras con la superficie de los canales o franjas centrales, de modo que no representen un riesgo para los vehículos. Existen varios tipos de bocas.

Una **boca de caída** es una estructura del tipo de caja que se coloca en segmentos del tubo de un sistema de captación de agua de lluvia y en las cuales esa agua entra desde la parte superior. La mayor parte de las oficinas municipales mantienen normas de diseño y construcción para una amplia variedad de bocas, pozos de acceso y otras estructuras similares, pero algunas estructuras grandes pueden requerir diseño específico para el sitio.

Una **boca de guarnición** consta de una abertura vertical en una guarnición, a través de la cual pasa el flujo del canal. Una **boca de canal** es una abertura horizontal en el canal que se protege por medio de una o varias rejillas y a través de la cual pasa el flujo de ese canal. Una **boca combinada** consta de bocas de canal y de guarnición, con la de canal colocada adelante de la boca de guarnición.

El espaciamiento de las bocas depende de la cantidad de agua que va a interceptar, la forma de la cuneta o del canal que lleva el agua y de la capacidad hidráulica de la propia boca.

16.16.3 Colectores de agua de lluvia

Éstos son tubos subterráneos que reciben el escurrimiento de una boca de alcantarilla en la orilla para conducirlo y descargarlo en una masa de agua alejada del camino. A menudo, a los colectores de agua de lluvia se les da las dimensiones para el escurrimiento anticipado y para la capacidad del tubo determinada a partir de las fórmulas de Manning (sección 21.9).

En general, los cambios en la dirección del colector se hacen en las bocas, en las cuencas de captación o en los pozos de acceso.

Los pozos de acceso deben de dar acceso para mantenimiento de los colectores, más o menos cada 500 ft.

Un sistema de colectores de agua de lluvia para una carretera nueva debe de conectarse a un sistema existente de drenaje, como una corriente o un sistema existente de colectores de agua de lluvia. Si un colector de agua de lluvia se va a conectar a una corriente, deben de investigarse las condiciones corriente abajo para adquirir la seguridad de que la vía de agua es adecuada y que el nuevo sistema no tendrá un impacto adverso sobre el ambiente. Si el impacto ambiental no es aceptable, será necesario estudiar mejoras posibles a las salidas corriente abajo para absorber el flujo adicional o para hacer que el esquema de drenaje sea aceptable, de alguna otra manera, para los funcionarios locales.

16.16.4 Canales abiertos

Como se indica en la subsección 16.16.1, se pueden usar cunetas laterales para captar el escurrimiento de una carretera ubicada en un corte. Las cunetas pueden ser trapezoidales o con forma de V. La cuneta trapezoidal tiene mayor capacidad para una profundidad dada. Sin embargo, en la mayor parte de las secciones transversales de carreteras se incluye alguna forma de canal en V, como parte de la configuración geométrica de esa sección. En la mayor parte de los casos, no resulta económico variar el tamaño de estos canales. Como resultado, este tipo de canal en general tiene capacidad para economizar, ya que debe mantenerse una profundidad normal para drenar las capas de la subbase del pavimento.

Cuando se tienen declives pronunciados, la posibilidad de erosión de la cuneta se vuelve una consideración importante. Puede limitarse la erosión si se reviste el canal con césped, piedra, pavimento bituminoso o de concreto, o bien, colocando pequeñas represas de retención, a intervalos que dependen de la velocidad, del tipo de suelo y de la profundidad de los flujos.

Los revestimientos de los canales en la orilla suelen clasificarse como rígidos o flexibles. Los revestimientos de pavimento o de concreto son ejemplos de los rígidos. Los revestimientos de roca (pedrisca) y de césped son ejemplos de flexibles. Aunque los rígidos son mejores para limitar la erosión, con frecuencia permiten velocidades más altas del agua, ya que son más lisos que los flexibles.

A los canales en la orilla a menudo se les da dimensiones para el escurrimiento anticipado y para el flujo de canal abierto calculado a partir de la ecuación de Manning (sección 21.24). En esta ecuación se incluye un coeficiente de aspereza, n, que puede ser tan bajo como 0.02, para el concreto, y llegar hasta 0.10 para el césped grueso. En las secciones 21.23 a 21.33 se analiza el flujo en canales abiertos; en estos artículos se trata el salto hidráulico y el flujo normal, el subcrítico y el supercrítico. Es probable que el flujo hacia abajo de pendientes suaves sea subcrítico, en tanto que el flujo hacia abajo de pendientes pronunciadas puede ser supercrítico. Cuando la profundidad del agua es mayor que la crítica, se tiene flujo subcrítico. En consecuencia, cuando la profundidad del agua es menor que la crítica, se tiene flujo supercrítico. La brusca transición de flujo subcrítico a supercrítico toma la forma de un salto hidráulico.

Los canales abiertos se deben diseñar para evitar el flujo supercrítico. La razón para esto es que el agua que se mueve por un canal a altas velocidades puede generar olas y hacer que esa agua sobresalga de los lados del canal y formar cauces en la salida corriente abajo. Para limitar los efectos de la formación de cauces en la salida, se pueden incorporar disipadores de energía en el canal. Un disipador de energía puede ser un salto que altere la pendiente del canal de pronunciada a suave. De modo alternativo, pueden colocarse elementos ásperos, como bloques y largueros, en el canal para incrementar la resistencia al flujo y disminuir la probabilidad de que ocurra el salto hidráulico.

16.16.5 Alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto cerrado para el paso del escurrimiento de un canal abierto hacia otro. Un ejemplo es un tubo de metal corrugado debajo de una carretera. En la figura 16.16 se muestran varios tipos de secciones transversales de las alcantarillas y se indican los tipos de materiales usados en el diseño de carreteras.

Para las alcantarillas pequeñas, se pueden usar tamaños comerciales de tubo de metal corrugado. Sin embargo, para los flujos más grandes, es posible que se necesiten un tubo de caja de concreto o varios tubos. Si la cimentación de la alcantarilla no es susceptible a la erosión, se puede construir un puente sobre la vía de agua (alcantarilla en puente).

La sección de una alcantarilla que pasa debajo de una carretera debe tener la capacidad para soportar

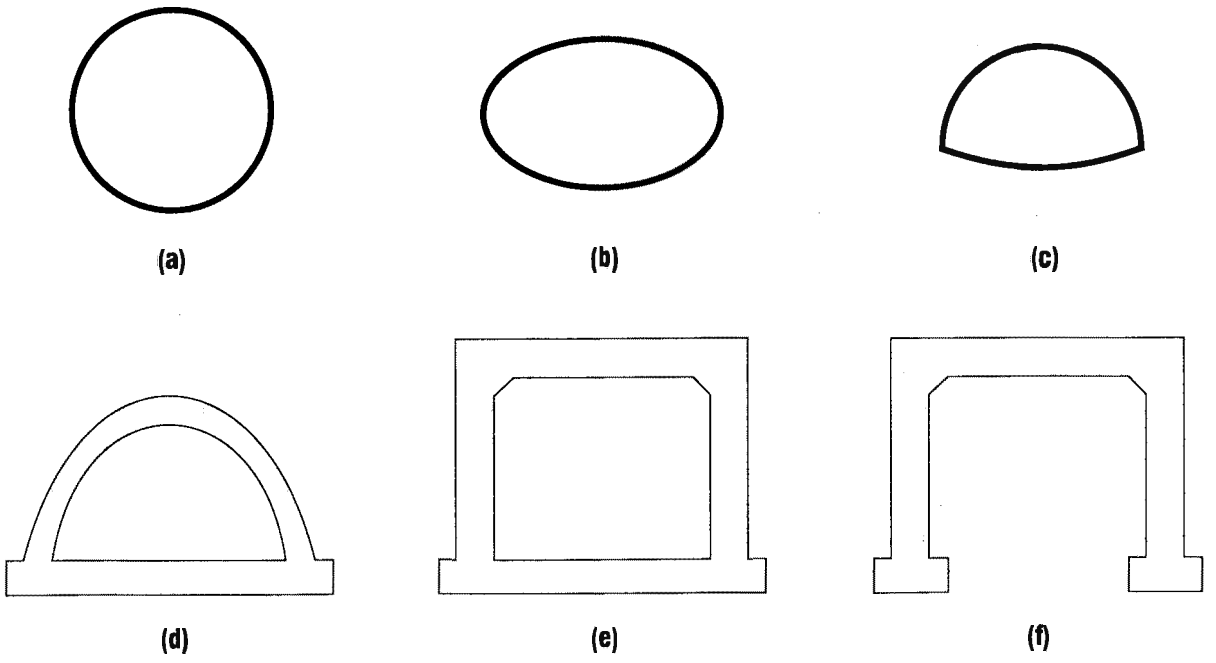


Figura 16.16 Secciones transversales de alcantarillas: *a*) tubo circular, por lo común de concreto, metal corrugado, arcilla vitrificada o hierro fundido; *b*) tubo elíptico, en general de concreto reforzado o de metal corrugado: *c*) arco de tubo de concreto precolado; *d*) arco de metal corrugado o de concreto reforzado; *e*) alcantarilla de caja de concreto reforzado; *f*) alcantarilla en puente de concreto reforzado.

las cargas inducidas por el tráfico que pasa sobre esa alcantarilla. Puesto que los tubos de metal corrugado son flexibles, reciben ayuda del suelo que las circunda para sostener las cargas de gravedad. Sin embargo, las alcantarillas de concreto reforzado tienen que soportar cargas de gravedad sin esa ayuda.

Con frecuencia, se usan métodos empíricos para seleccionar y especificar las alcantarillas. Con la utilización de datos tomados de la experiencia previa, los diseñadores en general seleccionan alcantarillas de tamaño pequeño a partir de normas basadas en las características del proyecto que se va a construir. No obstante, las estructuras más grandes de arco de concreto y del tipo de caja se diseñan para las cargas específicas de servicio.

Las alcantarillas suelen instalarse en un lecho existente de canal, ya que esto dará por resultado una menor cantidad de trabajo en la modificación de las condiciones existentes de drenaje. Empero, para evitar tramos excesivamente largos de alcantarilla, es posible que sea necesario volver a ubicar un canal existente.

16.17 Drenaje subsuperficial

El agua que se encuentra en los estratos subyacentes del suelo de una carretera puede moverse hacia arriba por acción capilar y puede pasar hacia abajo, hacia esos estratos subyacentes, a través de grietas y de las juntas del pavimento. En cualquiera de los dos casos, el agua puede causar el deterioro del piso del camino y del pavimento. Para prevenir esto, se usa drenaje subsuperficial para extraer el agua de la subrasante de la carretera y para interceptar el agua subterránea, antes de que fluya hacia esa subrasante. Aun cuando el diseño de los sistemas subsuperficiales de drenaje depende de la configuración geométrica específica, de la topografía y de las condiciones subsuperficiales del sitio que se debe drenar, las instalaciones subsuperficiales de drenaje deben de considerarse como un componente integral de todo el sistema de drenaje de la carretera, en lugar de tratarse como un componente separado.

La falta de implementación de instalaciones subsuperficiales que satisfagan las necesidades de dre-

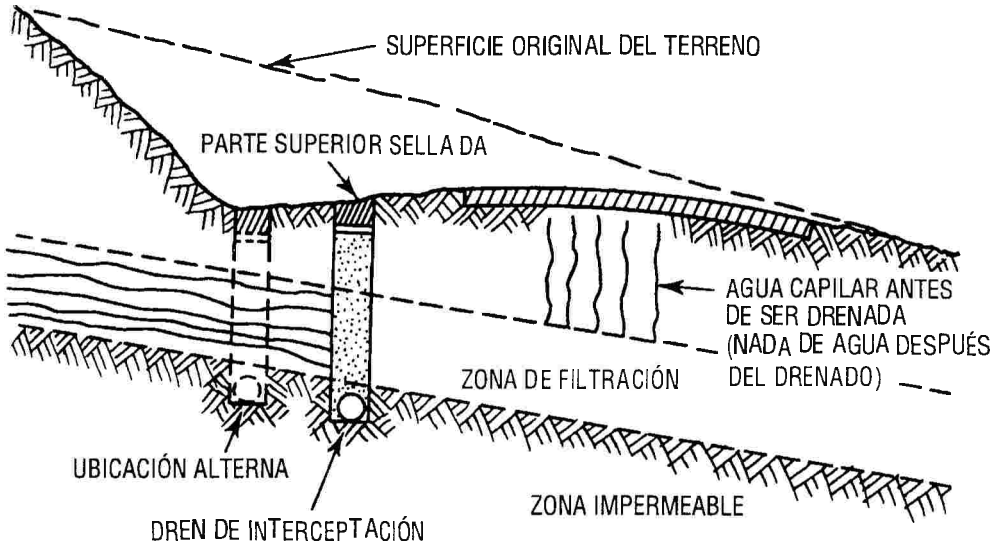


Figura 16.17 El dren intercepta la fuente de la peligrosa agua capilar y libre debajo de un camino. La parte superior de la zanja está sellada para prevenir la sedimentación. (*"Handbook of Drainage and Construction Products", Metal Products Division, Armco Steel Corp.*)

naje puede conducir a la falla de segmentos importantes de la carretera y a inestabilidad de los taludes. En las figuras 16.17 a 16.19 se ilustran algunos métodos de uso común para drenaje de la subrasante.

En la figura 16.17 se muestra un dren de intercepción instalado para cortar un flujo subterráneo de agua para impedir que esta última se cuele hacia la subrasante de un camino. La parte superior de la zanja se sella para prevenir la sedimentación. En la figura 16.18 se muestran drenes empleados en ambos lados de un camino para eliminar el agua superficial que puede quedarse atrapada cuando se tiende una base permeable sobre una subrasante relativamente impermeable. Cuando se usa este detalle, a los drenes longitudinales de la base se les debe de dar salida en puntos convenientes, los cuales pueden estar separados 100 ft o más entre sí. En las pendientes pronunciadas, se pueden agregar drenes laterales debajo del pavimento.

En la figura 16.19, se muestra el detalle de un asentamiento y relleno típicos para un desagüe inferior de tubo. Se construye al excavar una zanja hasta una profundidad especificada, colocar un tubo en la zanja y, a continuación, rellenar la zanja con un material poroso y granular. Los tubos suelen fabricarse de tubo metálico corrugado y perforado, arcilla vitrificada o concreto poroso. Las dimensiones de los tubos por lo general se basan en la experiencia previa, pero los proyectos grandes pueden requerir un diseño específico para el sitio.

Superficies de los caminos

Los caminos pueden pavimentarse con material durable, como concreto de cemento portland o concreto bituminoso, o bien, pueden no tratarse. Las clasificaciones de los pavimentos y la resistencia al patinaje se analizan en la sección 16.4. La factibilidad económica de muchos tipos de superficies de caminos depende mucho de los costos y de la disponibilidad local de los materiales adecuados.

16.18 Superficies no tratadas de caminos

Una superficie no tratada de camino es aquella en la que se utilizan mezclas no tratadas de suelo compuestas de grava, roca triturada o cualquier otro material del que se disponga localmente, como escorias volcánicas, escoria de altos hornos, roca caliza, horsteno, conchas marinas o caliche. A veces se usan caminos de este tipo en donde el volumen de tráfico es bajo, por lo común no más de alrededor de 200 vehículos al día. Si se desarrollaran volúmenes más grandes de tráfico en el futuro, la superficie

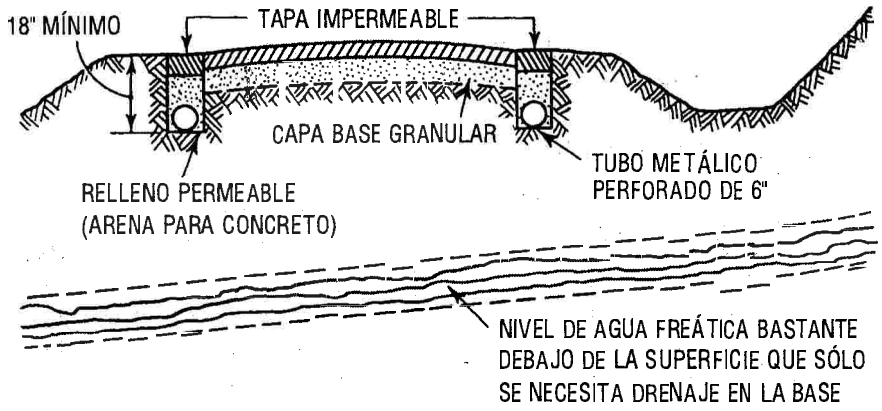


Figura 16.18 Los drenes extraen el agua superficial que puede quedar atrapada cuando se tiende una base impermeable sobre una subrasante relativamente impermeable. En las pendientes pronunciadas, se pueden agregar drenes laterales debajo del pavimento. A los drenes longitudinales de la base se les debe de dar salida en puntos convenientes, los cuales pueden estar parados 100 ft o más entre sí. (*"Handbook of Drainage and Construction Products", Metal Products Division, Armco Steel Corp.*)

no tratada se puede usar como una subrasante para una mejor clase de pavimento.

Para soportar la abrasión de las cargas sobrepuestas de tráfico, se debe de usar un agregado grueso bien graduado (que sea retenido en la malla No. 10), combinado con arena. Esta mezcla proporciona una superficie hermética, resistente al agua, con agregado entrelazado que resiste las fuerzas cortantes. Para limitar la deformación, puede añadirse suficiente material aglutinante, como arcilla,

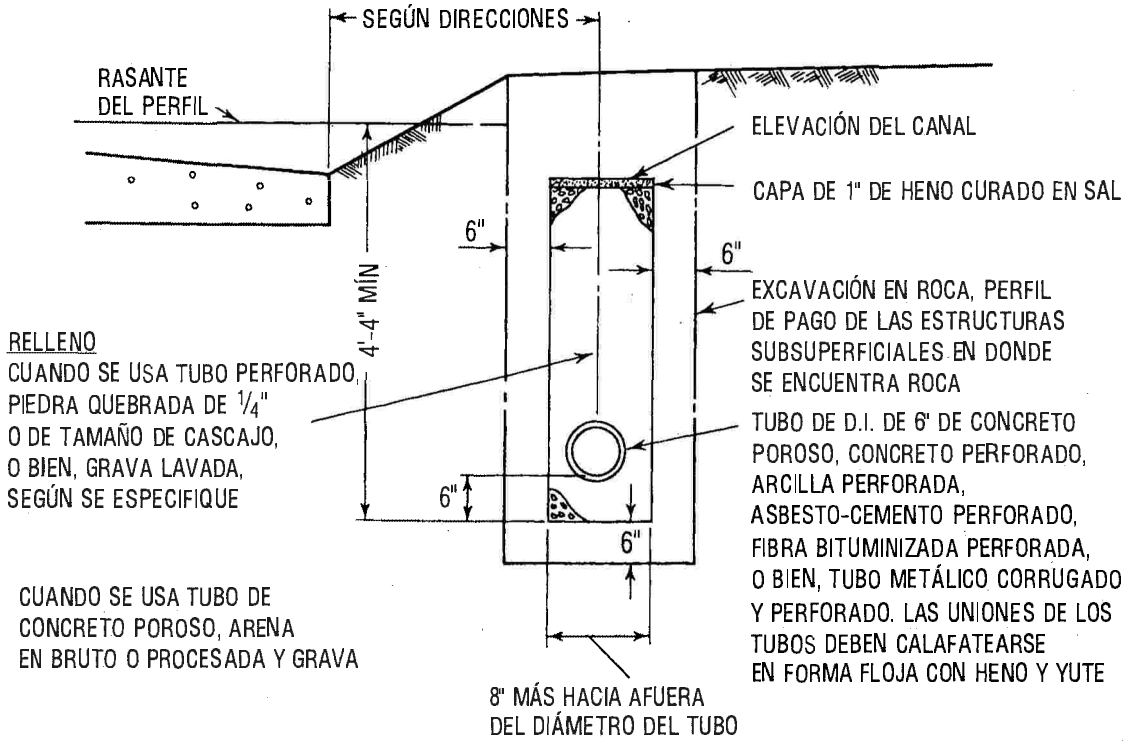


Figura 16.19 Detalle de un desagüe inferior.

para ligar los agregados. Sin embargo, el uso excesivo de arcilla puede conducir a una dislocación de la superficie provocada por la expansión, cuando está presente un alto contenido de humedad.

Con frecuencia se usan caminos de grava durante la construcción por etapas de una carretera. La construcción por etapas considera el desarrollo de un proyecto en dos o más fases. Una superficie de grava seca puede servir como un camino temporal durante una de las fases, mientras avanza la construcción hacia la otra.

El costo inicial de las superficies no tratadas a menudo es muy bajo en comparación con el de otros tipos de superficies. Sin embargo, el costo a largo plazo de la carretera puede ser elevado, debido a que se puede requerir un mantenimiento frecuente de la superficie. El interés principal en el mantenimiento de las superficies no tratadas de caminos es proporcionar una superficie lisa. Se puede lograr la lisura al allanar la superficie del camino con una niveladora motorizada, una rastra o un aparato similar. También debe darse mantenimiento a los taludes de los cruces de vías; de lo contrario, se pueden presentar encharcamientos y otros problemas asociados de drenaje.

16.19 Superficies estabilizadas de caminos

Se pueden usar mezclas controladas de suelo nativo y un aditivo, como asfalto, cemento portland, cloruro de calcio o arcilla arenosa, para formar un camino estabilizado. Esos caminos también pueden servir como una capa de base para ciertos tipos de pavimentos.

16.19.1 Caminos de arcilla arenosa

Los caminos de arcilla arenosa se componen de una mezcla de arcilla, fango, arena fina y gruesa e, idealmente, algo de grava fina. Con frecuencia se usa este tipo de camino en zonas en las que no se dispone con facilidad de grava gruesa. El espesor de este tipo de vía suele ser de 8 in o más. La construcción y el mantenimiento de los caminos de arcilla arenosa son semejantes a los descritos en la sección 16.18, para las superficies no tratadas. La factibilidad económica de los caminos de arcilla arenosa depende en gran parte de la disponibilidad de los materiales adecuados.

16.19.2 Estabilización con cloruro de calcio

El cloruro de calcio ($CaCl_2$) es una sal blanca con la capacidad de absorber la humedad del aire y, a continuación, disolverse en esa humedad. Estas propiedades lo hacen un excelente agente estabilizador y remedio para el polvo. Para esta última finalidad, el cloruro de calcio es más eficaz cuando el aglutinante del suelo de la superficie es más arcilloso que arenoso.

Cuando se usa cloruro de calcio como agente estabilizador, sobre una capa superficial existente, esta superficie de la vía debe de escarificarse y mezclarse con alrededor de ½ lb/yd^2 de este cloruro por pulgada de profundidad. No obstante, para que este proceso tenga éxito, debe de estar presente la cantidad adecuada de humedad.

La superficie de los caminos tratados con cloruro de calcio se mantiene por allanado con niveladora motorizada, rastra o un aparato similar. Aun cuando, en condiciones normales, los caminos tratados con cloruro de calcio suelen requerir menos mantenimiento que las superficies no tratadas, necesitan allanarse inmediatamente después de la lluvia. En los periodos secos, debe de aplicarse una capa delgada de este cloruro para mantener la humedad. Es posible que, durante periodos secos de larga duración, sea necesario el bacheo de la superficie del camino.

A menudo se usa el cloruro de calcio como un agente deshelador sobre los pavimentos y puede causar corrosión de las carrocerías de los vehículos. De manera análoga, cuando se usa en caminos estabilizados, el cloruro de calcio puede corroer el metal de los vehículos, pero también puede tener efectos ambientales adversos, como la contaminación del agua freática. En consecuencia, en forma recomendable, este cloruro se debe de usar como un agente estabilizador y para control del polvo.

16.19.3 Estabilización con cemento portland

Las superficies no tratadas de los caminos pueden ser estabilizadas si se mezcla la superficie existente del mismo con cemento portland, siempre que el contenido de arcilla del suelo sea favorable para este tipo de tratamiento. Una restricción general para la estabilización con cemento portland es que los suelos de la superficie del camino contengan menos de

35% de arcilla. La relación requerida de aplicación del cemento varía con la clasificación del suelo y, en general, va desde 6 hasta 12% en volumen. La superficie de la vía que se va a tratar debe de escarificarse para dar lugar a una profundidad tratada de más o menos 6 in. El cemento debe de aplicarse de manera uniforme al material suelto, llevarse hasta el contenido óptimo de humedad y, a continuación, aplanarse ligeramente con rodillo. La calidad de las superficies suelo-cemento se puede hacer mayor al mezclar los suelos, el cemento y el agua en una planta central o viajera de mezclado y, enseguida, aplanar la mezcla con rodillo después de haber sido colocada sobre el camino.

16.19.4 Estabilización con asfalto

Se pueden utilizar diversos tratamientos con asfalto para la superficie, con el fin de estabilizar las superficies no tratadas de los caminos. El proceso consiste en la aplicación de asfalto, después agregado uniformemente distribuido y aplanado con rodillo. Para tratamientos de la superficie, dobles, triples, o con mayor multiplicidad, el proceso se repite varias veces. Este tipo de estabilización suele utilizarse para caminos con velocidades bajas de diseño. No debe de esperarse que el tratamiento superficial con material bituminoso maneje tráfico de alta velocidad, ya que los vehículos que viajan a altas velocidades tienden a desprender el agregado suelto.

Para obtener buenos resultados en la estabilización con asfalto, en el momento de la aplicación la temperatura debe de estar arriba de 40°F, no debe de haber lluvia y la superficie existente del camino debe de estar seca y bien compactada. También, la cantidad y la viscosidad del asfalto deben de guardar una relación apropiada con la temperatura, tamaño y cantidad del agregado que se use.

Para usarse como un remedio para el polvo, se puede aplicar asfalto líquido a razón de 0.1 a 0.5 gal/yd^2. Típicamente, este proceso se menciona como petrolización del camino. Este tipo de tratamiento paliativo para el polvo se usa frecuentemente como preliminar para la mejora progresiva de los caminos del tipo de baja velocidad.

16.20 Superficies de caminos y capas base de macadam

Los pavimentos de macadam son derivados de uno de los tipos más antiguos de superficies de caminos. Originalmente, fueron desarrollados por el constructor escocés de caminos John Louden MacAdam (1756-1836). Usados tanto como superficie del camino así como capa base, los pavimentos de macadam suelen clasificarse como al agua o bituminosos (de penetración).

16.20.21 Macadam al agua

Un camino de macadam al agua se construye con piedra triturada, que se entrelaza o acuña con cerniduras de piedra aplanadas con rodillo en los huecos y, a continuación, fijada en su lugar con agua. Para espesores del pavimento hasta de 9 in, lo normal es que un pavimento de macadam al agua se construya en dos capas. En general, los pavimentos más gruesos se construyen con tres capas.

En la construcción de dos capas, la inferior tiene alrededor de 4 in de espesor y la superior más o menos 2 in de espesor. Las piedras de la capa inferior deben de pasar por un anillo de 3 in y ser retenidas por uno de 2 in. La piedra de la capa superior debe de pasar por un anillo de 2 in y ser retenida por uno de 1 in. Además de los requisitos de tamaño, las piedras también deben de tener una dureza adecuada.

Después de que se ha puesto la capa base de piedras, se aplana con un rodillo que pesa alrededor de 10 toneladas cortas, o bien, se compacta con compactadoras vibratorias. En general, la compactación contrae la profundidad de la capa muy aproximadamente en una tercera parte. Por lo tanto, si se deseara una capa de 4 in, se dispersaría la piedra hasta tener una profundidad de 6 in, antes de pasar el rodillo.

Después de que se ha colocado la capa inferior y se ha aplanado, se dispersa la capa superior más fina de piedra sobre la parte superior y se compacta. Enseguida, se palea una capa de lascas o polvo de piedra sobre la capa superior y se aplasta entre los huecos, como un aglutinante. Entonces se rocía agua sobre esta capa para fijarla. Se continúa realizando aplicaciones alternas de aglutinante y agua, pasando el rodillo hasta que adelante de este último aparece una onda de mortero. Con una cuadrilla experimentada de trabajadores, es posible obtener un pavimento excelente que rechaza el agua y resulta apropiado para el tráfico ligero en zonas rurales.

En general, el macadam al agua ha sido desplazado por bases de concreto de asfalto o tratadas con cemento portland. Este cambio ocurrió debido a los avances hechos en el equipo de planta y por la naturaleza de la construcción de macadam al agua de consumir mucho tiempo. En zonas en donde se dispone con facilidad de mano de obra y ésta es barata, puede ser que este pavimento pruebe ser factible.

16.20.2 Macadam bituminoso (de penetración)

Cuando en el macadam se usa un material bituminoso como el aglutinante, se forma el macadam bituminoso. Después de que se compacta la capa de agregado, se aplica el material bituminoso, el cual penetra en los vacíos, ligando entre sí las partículas de piedra. Este proceso ha conducido a que este tipo de macadam también se mencione como de penetración.

Cuando el betumen es asfalto, se calienta hasta poco más o menos 300 a 350°F y se aplica como líquido a los agregados compactados. La temperatura del aire debe de ser, en el momento de la aplicación y durante las 24 h precedentes, de 40°F o superior.

Una capa superior de macadam de penetración suele tener de 2 a 3 in de espesor. Se coloca sobre una capa base de alrededor de 4 in de espesor, semejante a la capa inferior de un macadam al agua, en la cual los vacíos se llenan con piedra pequeña (subsección 16.20.1). Después de que se ha aplanado con rodillo la capa base, se elimina el exceso de rellenador pasando escobas rígidas. Enseguida, se dispersan sobre esta capa las piedras grandes para la capa superior y se aplica el betumen. A continuación, mientras el betumen todavía está caliente, esas piedras grandes se acuñan o ahogan con piedra pequeña. Las cerniduras en exceso se quitan con escoba y la superficie se aplana con rodillo para garantizar un buen acuñado. Se realiza una segunda aplicación de betumen y, después, se cubre con lascas de piedra o confitillo y se aplana.

16.20.3 Macadam de penetración inversa

Para la penetración inversa, se invierte el proceso descrito en la subsección 16.20.2 para el macadam bituminoso. El aglutinante de asfalto se rocía primero sobre una superficie preparada y, a continuación, se cubre con agregado. Se puede utilizar este procedimiento para el control del polvo, como revestimiento estabilizador o capa ligante sobre los que se construirá una nueva superficie de desgaste, como tratamiento superficial y revestimiento blindado para la protección temporal de superficies no tratadas, o como revestimiento sellador para nivelar, reforzar o mejorar de cualquier otra manera los pavimentos existentes.

16.21 Tratamientos superficiales

Se cuenta con diversos tipos de tratamiento superficial para mejorar la calidad de un pavimento existente. Por lo común, un tratamiento superficial es una capa delgada de material (de alrededor de ½ a ¾ in de espesor) aplicada a la superficie de un camino en una sola o en varias tiradas. En general, los tratamientos superficiales consisten en un material bituminoso aplicado a piedra triturada por el método de penetración inversa (subsección 16.20.3). Como el tratamiento superficial es relativamente delgado, no suele destinarse para que soporte cargas por sí mismo.

Se pueden usar los tratamientos superficiales para lograr un revestimiento sellador, un revestimiento blindado, un paliativo para el polvo, un revestimiento estabilizador o una capa ligante para una nueva capa de desgaste. Un tratamiento superficial se aplica a una base del tipo granular por medio de un camión distribuidor de presión. Este tipo de vehículo está equipado con un tanque que contiene el material de revestimiento y una barra rociadora con boquillas que distribuyen el aglutinante sobre un ancho dado de la carretera.

16.21.1 Revestimientos blindados

Mencionado genéricamente como tratamiento superficial, un revestimiento blindado se aplica en dos o más tiradas. En general, se usa para proporcionar protección a una superficie mineral no tratada. Los revestimientos blindados se componen de una base que consta de grava, macadam al agua, tierra o un material semejante y una capa superior de aglutinante bituminoso cubierto por agregados minerales.

16.21.2 Revestimientos selladores

Un revestimiento sellador es uno de aglutinante, con un espesor de menos de ½ in, que se aplica a la superficie de un pavimento y se cubre con agregados finos. Los revestimientos selladores se usan para impermeabilizar (sellar), proteger y aumentar la resistencia al patinaje de un pavimento existente. Sin embargo, se pueden aplicar en varias tiradas, de manera semejante a la descrita para los revestimientos blindados (subsección 16.21.1).

Un recubrimiento sellador que incluye arena fina, asfalto emulsificado y agua se conoce como **sello de pasta aguada**. Este tipo de revestimiento sellador se usa para rellenar grietas y, de lo contrario, para remozar la superficie de pavimentos deteriorados.

16.21.3 Paliativos para el polvo

A medida que un pavimento se deteriora, el tráfico puede levantar polvo y partículas finas. En el mejor de los casos, esto puede causar un grave impedimento para la visibilidad y, en el peor, condiciones extremadamente peligrosas para los vehículos que viajan por el camino. Para controlar el polvo, pueden aplicarse a la superficie del pavimento tratamientos superficiales paliativos para el polvo, que consisten en una pequeña cantidad de un aceite ligero, de curado lento, como el SC-70 o el SC-250. El aceite penetra en la superficie del pavimento, produciendo una película que rodea a las partículas por separado y las liga entre sí.

16.21.4 Revestimientos estabilizadores

Antes de que se construya un pavimento bituminoso sobre una base de tierra, de grava o de macadam al agua, la superficie se rocía con betumen. Las finalidades son obstruir los vacíos capilares para detener la filtración hacia arriba del agua desde la subrasante, revestir y ligar el polvo y las partículas minerales sueltas y acrecentar la adhesión entre las capas base y superficial. El betumen *estabiliza* la superficie al penetrar en ella hasta que es absorbido por completo.

Como betumen suelen usarse un asfalto líquido, como el MC-30 al el MC-70, o bien, un alquitrán para caminos de baja viscosidad, como el RT-1 o el RT-3. Su característica más importante es la capacidad de penetración. Antes de aplicar el revestimiento estabilizador, la superficie existente se debe limpiar y secar.

16.21.5 Revestimientos ligantes

Se usa un revestimiento ligante para ligar entre sí dos superficies de pavimento, por lo general una nueva capa de desgaste a una superficie base existente, y consta de betumen, concreto de cemento portland o cualquier otro material para caminos. Antes de la aplicación del revestimiento ligante, la superficie existente debe de prepararse adecuadamente para que se forme un enlace con éxito. Es importante que la superficie existente esté seca y libre de suciedad y de escombros. El betumen se aplica por medio de un distribuidor a presión. Este tipo de vehículo viene equipado con un tanque que contiene el material para revestimiento y una barra rociadora con las boquillas que distribuyen el betumen. Sin dejar pasar tráfico, el revestimiento ligante debe de dejarse secar hasta que alcanza un grado apropiado de consistencia pegajosa para lograr la liga apropiada entre las dos capas. Entonces puede aplicarse la capa superficial.

16.22 Pavimentos flexibles

Los pavimentos bituminosos se clasifican como flexibles, en tanto que los de concreto de cemento portland se consideran rígidos. En tanto que bajo cargas, un pavimento rígido actúa como una viga que se puede tender a través de irregularidades de una capa subyacente, un pavimento flexible permanece en contacto completo con la capa subyacente. Un pavimento rígido se diseña de modo que pueda deformarse como una viga y, a continuación, regresar al estado que existía antes de la aplicación de la carga. Sin embargo, los flexibles se pueden deformar y no recuperarse por completo cuando se sujetan a cargas repetidas. La decisión acerca de cuál pavimento usar depende de la disponibilidad local de los materiales, los costos y las consideraciones de mantenimiento futuro.

16.22.1 Capas del pavimento flexible

En la figura 16.20 se muestran los elementos constituyentes de un pavimento flexible típico. Los com-

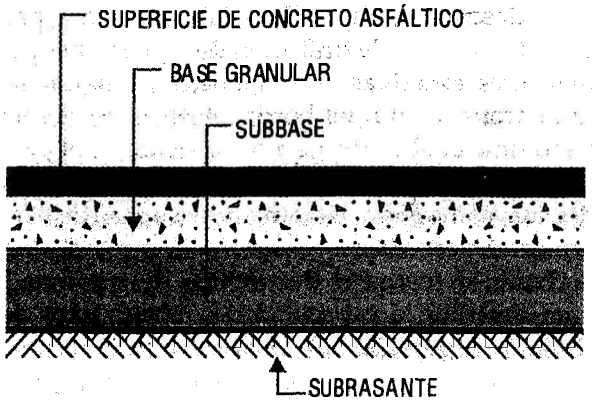


Figura 16.20 Componentes de un pavimento flexible.

ponentes principales, desde abajo hacia arriba, son la subrasante, la subbase, la base granular y la superficie de desgaste de concreto asfáltico. Respecto a los espesores de las capas, véase la subsección 16.22.10.

Subrasante ■ Ésta es el suelo subyacente que sirve como cimentación para un pavimento flexible. Puede ser el suelo nativo o una capa de materiales prestados seleccionados que se compactan hasta una profundidad debajo de la superficie de la subbase.

Subbase ■ Como se muestra en la figura 16.20, la subbase es la capa entre la subrasante y la base. Por lo general, la subbase consiste en una capa compactada de material granular, tratado o no, o bien, en una capa de suelo tratado con un aditivo adecuado. Se diferencia de la capa base en que se sujeta a especificaciones menos estrictas respecto a la resistencia, los tipos de agregados y la gradación. Si la subrasante satisface los requisitos de una capa subbase, se puede omitir esta última. Sin embargo, además de su importante función estructural como parte de la sección transversal del pavimento, la capa subbase también puede cumplir con muchas funciones secundarias, como la de limitar el daño debido a las heladas, prevenir la acumulación de agua libre dentro de la estructura del pavimento o debajo de ella e impedir la intrusión de suelos de grano fino de la subrasante hacia las capas base. En los cortes en roca, la capa subbase también puede actuar como una plataforma de trabajo para el equipo de construcción o para las capas subsiguientes de pavimento. El desempeño de estas funciones secundarias depende del tipo de material seleccionado para la capa subbase.

Capa base ■ Ésta es la capa de material directamente debajo de la capa superficial. La capa base se apoya sobre la subbase, o bien, si no se colocó esta última, sobre la subrasante. Como parte estructural del pavimento, la capa base consta de agregados como piedra triturada, escoria triturada, grava y arena, o de una combinación de estos materiales.

Las especificaciones para los materiales de la capa base son mucho más estrictas que para los de la subbase. Específicamente, éste es el caso para propiedades como la resistencia, la estabilidad, la dureza, los tipos de agregados y la gradación. La adición de un aditivo estabilizador, como el cemento portland, el asfalto o la cal, puede mejorar las características de una amplia variedad de materiales que, si no se tratan, no resultarían adecuados para usarse como capa base. Desde un punto de vista económico, ese tratamiento es especialmente benéfico cuando existe un suministro limitado de material no tratado que sea adecuado.

Capa superficial ■ Ésta es la capa de material que queda por encima de todas las demás en un pavimento flexible. Está diseñada para soportar el tráfico anticipado, resistir sus fuerzas de abrasión, limitar la cantidad de agua superficial que penetre en el pavimento, proporcionar una superficie resistente al patinaje y ofrecer una superficie lisa para transitar. Para cumplir con estas finalidades, la capa superficial debe de ser durable, sin importar las condiciones climatológicas.

Típicamente, las capas superficiales constan de material bituminoso y de agregados minerales bien graduados y que tienen un tamaño máximo de más o menos ¾ a 1 in. Se han usado otras diversas gradaciones, que van desde arena (usada en carpetas asfálticas) hasta mezclas gruesas, bien graduadas, de agregados finos y gruesos, con resultados satisfactorios en condiciones específicas.

16.22.2 Hipótesis de diseño para el pavimento flexible

Los pavimentos flexibles se diseñan como un sistema elástico de capas múltiples. Cada capa de pavimento es una con propiedades específicas de los materiales que difieren de las correspondientes a las

otras capas y que influyen sobre el desempeño global del pavimento. Se supone que todas las capas son infinitas en el plano horizontal. Se supone que la subrasante, la capa de abajo, también es infinita en el plano vertical.

Conforme la rueda de un vehículo pasa sobre el pavimento, se imponen esfuerzos de compresión a la capa superficial, directamente debajo de la rueda. La capa superficial distribuye los esfuerzos sobre la capa base, la cual, a su vez, los transmite hacia las capas más bajas. Los esfuerzos son máximos en la parte superior de la capa superficial y disminuyen hacia la subrasante. También existen esfuerzos horizontales debajo de la carga de la rueda. Éstos varían desde los de compresión (arriba del eje neutro de la sección transversal del pavimento) hasta de tensión (debajo del eje neutro). Además, el pavimento está sujeto a esfuerzos térmicos.

Los pavimentos flexibles suelen diseñarse siguiendo un método promulgado por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), por el Asphalt Institute o por el California Department of Transportation (Caltrans). En la subsección 16.22.3 se presenta un panorama general del método de la AASHTO.

16.22.3 Método de diseño de la AASHTO para los pavimentos flexibles

En la *Guide for Design of Pavement Structures* de la AASHTO se toma en cuenta el desempeño del pavimento, el volumen del tráfico, los suelos de las subrasantes, los materiales de construcción, el medio ambiente, el drenaje, la confiabilidad, los costos del ciclo de duración y el diseño del paramento. En esencia, el procedimiento de diseño es convertir las cargas variables de los ejes de los vehículos en una sola carga de diseño y expresar el volumen del tráfico como el número de repeticiones de la carga de diseño de los ejes (subsecciones 16.22.4 a 16.22.10).

16.22.4 Desempeño del pavimento flexible

El desempeño del pavimento flexible incluye tanto el desempeño estructural como el funcional de la estructura del pavimento. El desempeño estructural describe la capacidad del pavimento para soportar la carga de tráfico sin deformaciones permanentes excesivas, agrietamiento, fallamiento, desmoronamiento del borde, etcétera. El desempeño funcional se dirige a la capacidad del pavimento para satisfacer las funciones a las que se destina, como la de mantener una superficie lisa y uniforme para viajar.

También se usa el desempeño del pavimento para describir la capacidad del mismo para dar lugar a la seguridad de los vehículos y de sus pasajeros. Una característica importante del pavimento que influye sobre la seguridad es la fricción entre los neumáticos de los vehículos y el propio pavimento.

La influencia del desempeño del pavimento en el método de diseño de la AASHTO se representa por el índice de servicio presente (**PSI**, ***present serviceability index***), el cual toma en cuenta la aspereza y el agotamiento del pavimento, según los indican la amplitud del agrietamiento, el bacheo y la profundidad de las rodaduras presentes. El PSI se basa en una escala del 0 al 5; entre mayor sea el número, mejor es la condición; es decir, más liso está el pavimento. Por ejemplo, un pavimento con un PSI de 4.5 está más liso (menos áspero) que un pavimento con uno de 4.0. La hipótesis es que un pavimento liso durará más que uno áspero.

En el diseño de la estructura de un pavimento, se usan dos índices de servicio. Uno es el índice inicial de servicio, p_i, que representa la condición del pavimento cuando está nuevo. El segundo es el índice terminal de servicio, p_t, el cual representa la aspereza mínima aceptable a la que se necesita una etapa de rehabilitación. La AASHTO sugiere los siguientes valores máximos de p_i: 2.5 o 3.0, para las carreteras principales, 2.0 para las clasificaciones inferiores y 1.5 para situaciones extremas, para los caminos de volumen bajo, en donde los costos deben mantenerse bajos y, en tal situación, considerando caso por caso.

En tanto que el deterioro y la pérdida relacionada de calidad de servicio de un pavimento están relacionados con el tiempo de servicio del propio pavimento, el volumen de tráfico y diversas condiciones ambientales, no existe una relación directa que incorpore el impacto combinado de estas variables. Por lo tanto, se requiere cierto grado de idealización; por ejemplo, la duración en servicio puede tomarse como un factor negativo neto que reduce la calidad de ese servicio.

16.22.5 Cargas del tráfico

Los efectos de las cargas del tráfico se determinan mediante el uso de una carga equivalente de un solo eje (ESAL, *equivalent single axle load*) de 18 kip (1 kip = 1000 lb). El método de la AASHTO toma en consideración las cargas de los ejes de los vehículos, la configuración de estos ejes y el número de aplicaciones de las cargas. La aplicación real de las cargas está relacionada con la ESAL por medio de factores de equivalencia basados en el índice terminal de servicio, p_t (subsección 16.22.4) y en un parámetro llamado número estructural, *SN* (*structural number*). El número estructural se usa para describir el espesor total del pavimento (subsección 16.22.10).

En las tablas 16.6 y 16.7 se dan listas de factores de equivalencia de carga de los ejes, para ejes sencillos y en tándem que actúan sobre pavimentos flexibles con un p_t de 2.0 y 2.5, respectivamente. Se pueden usar estas tablas para convertir las cargas mixtas del tráfico a un número equivalente de cargas de 18 kip.

La exactitud de las estimaciones del tráfico depende en gran parte de lo siguiente: los valores de equivalencia de las cargas, las estimaciones del volumen y peso del tráfico, la predicción de la ESAL sobre el periodo de diseño y la interacción de la duración en servicio y el tráfico según influye sobre los cambios en el PSI (subsección 16.22.4).

Las predicciones del tráfico se hacen para un periodo conveniente, lo normal es que sea de 20 años. Sin embargo, con el método de diseño de la AASHTO se puede usar cualquier periodo, ya que el tráfico se expresa como aplicaciones diarias o totales de la ESAL. Las aplicaciones totales de la ESAL son el número de repeticiones de la carga que se espera sostenga el pavimento, desde la apertura del camino hasta el momento en que se alcanza su valor terminal; por ejemplo, cuando $p_t = 2.0$.

Para fines de diseño, el tráfico debe distribuirse por dirección y por carriles. En general, la distribución direccional se hace al asignar el 50% del tráfico a cada dirección (si la existencia de condiciones especiales no justifican otra distribución). La distribución por carriles suele hacerse al asignar el 100% del tráfico en cada dirección a cada carril. No obstante, en algunos estados se han desarrollado porcentajes de distribución por carriles para carreteras con más de un carril en una dirección dada. Dependiendo del número total de carriles presentes, por lo común estos porcentajes van desde el 60 hasta el 100% del tráfico unidireccional.

Debido a la importancia del diseño de los datos de tráfico de un pavimento, el equipo de diseño debe de trabajar en estrecha relación con el personal que intervenga en la reunión de esta información. Las estimaciones malas del tráfico pueden influir de manera adversa en el desempeño y las consideraciones económicas de la carretera.

16.22.6 Apoyo de la subrasante para pavimentos flexibles

Un pavimento se diseña para distribuir las cargas del tráfico hacia la subrasante, la cual debe ser capaz de soportar los esfuerzos resultantes. Por consiguiente, el desempeño del pavimento depende en gran parte de las propiedades físicas y de la condición de los suelos de las subrasantes. La AASHTO caracteriza el suelo por su módulo elástico, M_R, psi. En el módulo elástico se toman en cuenta varias propiedades no lineales del suelo. (El M_R reemplaza el valor de apoyo del suelo, *S*, usado antiguamente. Se hizo el cambio debido a la aplicabilidad del módulo elástico a los sistemas de capas múltiples, en general, y a las estructuras de los pavimentos, en particular.) Debido a que algunas oficinas gubernamentales de transporte no tienen la capacidad para realizar la prueba del módulo elástico (descrita en el AASHTO Test Method T274), la *Guide for Design of Pavement Structures* de la AASHTO contiene correlaciones que relacionan las relaciones de apoyo de California (CBR, *California bearing ratios*) así como los valores *R* del estabilómetro con un M_R equivalente.

Se puede determinar un M_R equivalente para el CBR del Corps of Engineers, a partir de

$$M_R = 1500 \text{ CBR} \qquad (16.17)$$

La ecuación (16.17) es válida para suelos de grano fino con un CBR empapados de 10 o menos. Se puede determinar un valor equivalente M_R, con base en un valor *R*, para suelos de grano fino con un valor de ese *R* menor que, o igual a, 20 a partir de

$$M_R = 1000 + 555\,R \qquad (16.18)$$

La "Guide" de la AASHTO contiene curvas de diseño para conversión a un número estructural *SN* (subsección 16.22.9).

TABLA 16.6 Factores de equivalencia para las cargas de los ejes de los vehículos para pavimento flexible, $p_t = 2.0$*

Carga del eje, kips	Ejes sencillos: Número estructural, *SN*					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.002	0.003	0.002	0.002	0.002	0.002
6	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
8	0.03	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
10	0.08	0.08	0.09	0.08	0.08	0.08
12	0.16	0.18	0.19	0.18	0.17	0.17
14	0.32	0.34	0.35	0.35	0.34	0.33
16	0.59	0.60	0.61	0.61	0.60	0.60
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	1.61	1.59	1.56	1.55	1.57	1.60
22	2.49	2.44	2.35	2.31	2.35	2.41
24	3.71	3.62	3.43	3.33	3.40	3.51
26	5.36	5.21	4.88	4.68	4.77	4.96
28	7.54	7.31	6.78	6.42	6.52	6.83
30	10.38	10.03	9.24	8.65	8.73	9.17
32	14.00	13.51	12.37	11.46	11.48	12.17
34	18.55	17.87	16.30	14.97	14.87	15.63
36	24.20	23.30	21.16	19.28	19.02	19.93
38	31.14	29.95	27.12	24.55	24.03	25.10
40	39.57	38.02	34.34	30.92	30.04	31.25

Carga del eje, kips	Ejes en tándem: Número estructural, *SN*					
	1	2	3	4	5	8
10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
12	0.01	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
14	0.02	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02
16	0.04	0.05	0.05	0.05	0.04	0.04
18	0.07	0.08	0.08	0.08	0.07	0.07
20	0.10	0.12	0.12	0.12	0.11	0.10
22	0.16	0.17	0.18	0.17	0.16	0.16
24	0.23	0.24	0.26	0.25	0.24	0.23
26	0.32	0.34	0.36	0.35	0.34	0.33
28	0.45	0.46	0.49	0.48	0.47	0.46
30	0.61	0.62	0.65	0.64	0.63	0.62
32	0.81	0.82	0.84	0.84	0.83	0.82
34	1.06	1.07	1.08	1.08	1.08	1.07
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.76	1.75	1.73	1.72	1.73	1.74
40	2.22	2.19	2.15	2.13	2.16	2.18
42	2.77	2.73	2.64	2.62	2.66	2.70
44	3.42	3.36	3.23	3.18	3.24	3.31
46	4.20	4.11	3.92	3.83	3.91	4.02
48	5.10	4.98	4.72	4.58	4.68	4.83

*Tomado de *Guide for Design of Pavement Structures*, American Association of State Highway and Transportation Officials.

TABLA 16.7 Factores de equivalencia para las cargas de los ejes de los vehículos para pavimento flexible, $p_t = 2.5$*

Carga del eje, kips	Ejes sencillos					
	Número estructural, *SN*					
	1	2	3	4	5	6
2	0.0004	0.0004	0.0003	0.0002	0.0002	0.0002
4	0.003	0.004	0.004	0.003	0.003	0.002
6	0.01	0.02	0.02	0.01	0.01	0.01
8	0.03	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03
10	0.08	0.10	0.12	0.10	0.09	0.08
12	0.17	0.20	0.23	0.21	0.19	0.18
14	0.33	0.36	0.40	0.39	0.36	0.34
16	0.59	0.61	0.65	0.65	0.62	0.61
18	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	2.61	1.57	1.49	1.47	1.51	1.55
22	2.48	2.38	2.17	2.09	2.18	2.30
24	3.69	3.49	3.09	2.89	3.03	3.27
26	5.33	4.99	4.31	3.91	4.09	4.48
28	7.49	6.98	5.90	5.21	5.39	5.98
30	10.31	9.55	7.94	6.83	6.97	7.79
32	13.90	12.82	10.52	8.85	8.88	9.95
34	18.41	16.94	13.74	11.34	11.18	12.51
36	24.02	22.04	17.73	14.38	13.93	15.50
38	30.90	28.30	22.61	18.06	17.20	18.98
40	39.26	35.89	28.51	22.50	21.08	23.04
	Ejes en tándem					
Carga del eje, kips	Número estructural, *SN*					
	1	2	3	4	5	6
10	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
12	0.02	0.02	0.02	0.02	0.01	0.01
14	0.03	0.04	0.04	0.03	0.03	0.02
16	0.04	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04
18	0.07	0.10	0.11	0.09	0.08	0.07
20	0.11	0.14	0.16	0.14	0.12	0.11
22	0.16	0.20	0.23	0.21	0.18	0.17
24	0.23	0.27	0.31	0.29	0.26	0.24
26	0.33	0.37	0.42	0.40	0.36	0.34
28	0.45	0.49	0.55	0.53	0.50	0.47
30	0.61	0.65	0.70	0.70	0.66	0.63
32	0.81	0.84	0.89	0.89	0.86	0.83
34	1.06	1.08	1.11	1.11	1.09	1.08
36	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38	1.38
38	1.75	1.73	1.69	1.68	1.70	1.73
40	2.21	2.16	2.06	2.03	2.08	2.14
42	2.76	2.67	2.49	2.43	2.51	2.61
44	3.41	3.27	2.99	2.88	3.00	3.16
46	4.18	3.98	3.58	3.40	3.55	3.79
48	5.08	4.80	4.25	3.98	4.17	4.49

*Tomado de *Guide for Design of Pavement Structures*, American Association of State Highway and Transportation Officials.

El módulo elástico está basado en las propiedades de los suelos compactados de las subrasantes. Sin embargo, puede ser necesario incluir las propiedades de los materiales *in situ* en la cimentación no compactada, si estos materiales son especialmente débiles. Asimismo, la compactación de la subrasante es esencial para asegurar el desempeño y la confiabilidad adecuados.

16.22.7 Material para pavimentos flexibles

Para los pavimentos flexibles, los materiales usados para las capas subbase, base y superficial son diferentes. En la subsección 16.22.1 se describen las propiedades y características de estas capas. Para obtener más información, véanse la *Guide for the Design of Pavement Structures* y el *Construction Manual for Highway Construction* de la AASHTO.

Además de las tres capas principales antes mencionadas, el lecho preparado del camino o firme es un componente importante de un pavimento flexible, y también puede ser que se necesite una capa para drenaje. El firme para el camino puede ser una capa del suelo del propio lecho o de material prestado selecto que se compacta hasta una densidad especificada. En la figura 16.21 se dan ejemplos de una capa para drenaje. En la figura 16.21*a* se muestra una capa base que sirve también como una de drenaje, en tanto que en la figura 16.21*b* se muestra una capa para drenaje entre la subbase y la subrasante.

16.22.8 Drenaje del pavimento flexible

La precipitación pluvial es una de las condiciones ambientales principales que influye sobre el diseño y el desempeño de los pavimentos. La inquietud principal con el agua de lluvia es que puede penetrar a través del pavimento hacia el suelo del firme del camino y debilitarlo. El drenaje apropiado es un elemento importante para prevenir esto. La experiencia ha demostrado que los pavimentos que no se drenan de manera apropiada se deterioran prematuramente, en especial si se exponen a volúmenes intensos de tráfico y a sus cargas relacionadas.

En las secciones 16.16 y 16.17 se analizan los efectos adversos, cuando el agua penetra en un pavimento, y se describen algunos métodos empleados para impedir esto, así como para extraer el agua de la superficie de la vía. El método de diseño de la AASHTO para los pavimentos flexibles toma en cuenta el impacto del esponjamiento, el levantamiento por congelación y la humedad en la resistencia del suelo firme y de la base. Esto se lleva a cabo al multiplicar los coeficientes estructurales de las capas, a_1 y a_2 (subsección 16.22.9) por un factor m_i que toma en consideración la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo que el pavimento queda sujeto a niveles de humedad que se aproximan a la saturación. La calidad del drenaje queda indicada por la cantidad necesaria de tiempo para drenar la capa base hasta el 50% de la saturación.

(*Guide for Design of Pavement Structures*, American Association of State Highway and Transportation Officials.)

16.22.9 Números estructurales para los pavimentos flexibles

El diseño de un pavimento flexible o tratamiento superficial que se espera soporten más de 50 000 repeticiones de la ESAL (subsección 16.22.5) requiere la identificación de un número estructural SN que se usa como una medida de la capacidad del pavimento para soportar las cargas anticipadas de los ejes de los vehículos. En el método de diseño de la AASHTO, el número estructural se define por

$$SN = SN_1 + SN_2 + SN_3 \qquad (16.19)$$

en donde SN_1 = número estructural para la capa superficial = $a_1 D_1$

a_1 = coeficiente de capa para la capa superficial

D_1 = espesor real de la capa superficial, in

SN_2 = número estructural para la capa base = $a_2 D_2 m_2$

a_2 = coeficiente de capa para la capa base

D_2 = espesor real de la capa base, in

m_2 = coeficiente de drenaje para la capa base

SN_3 = número estructural para la capa subbase = $a_3 D_3 m_3$

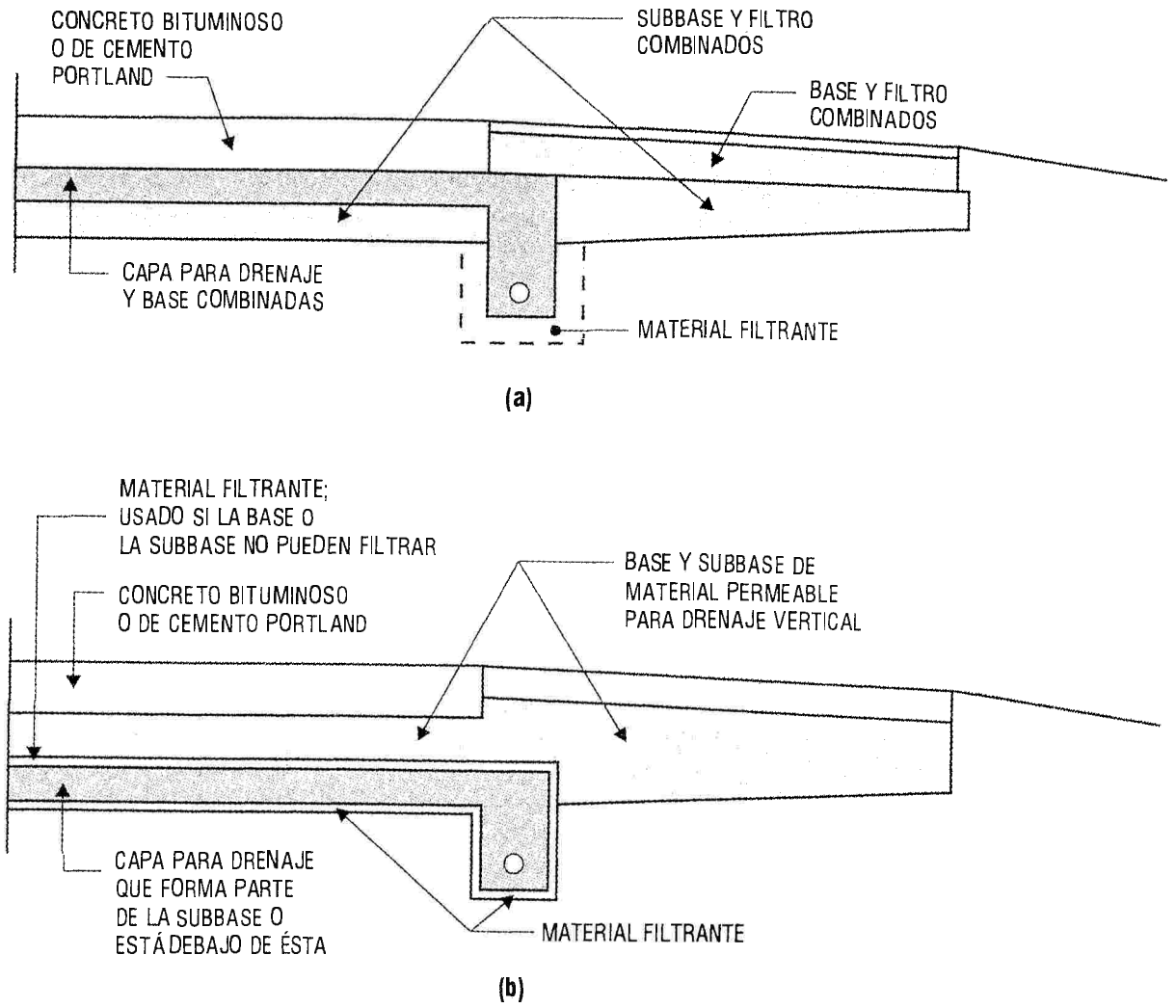


Figura 16.21 Capas para drenaje debajo de los pavimentos: *a*) base usada como la capa para drenaje; *b*) capa para drenaje como parte de la subbase o debajo de ésta.

a_3 = coeficiente de capa para la capa subbase

D_3 = espesor real de la capa subbase, in

m_3 = coeficiente de drenaje para la subbase

Los coeficientes de capa a_n se asignan a los materiales usados en cada capa, para convertir los números estructurales en espesores reales. Son una medida de la capacidad relativa de los materiales para funcionar como un componente estructural del pavimento. Muchas oficinas gubernamentales de transporte tienen sus propios valores para estos coeficientes. Como guía, los coeficientes de capa pueden ser 0.44 para la capa superficial de concreto asfáltico, 0.14 para la capa base de piedra triturada y 0.11 para la capa subbase de grava arenosa. En la subsección 16.22.8 se analiza el coeficiente de drenaje m_n.

Los espesores D_1, D_2 y D_3 deben de redondearse hasta la ½ in más cercana. La selección de los espesores de las capas suele basarse en las normas de la oficina gubernamental, la facilidad de mantenimiento del pavimento y la factibilidad económica. Véanse también la subsección 16.22.10 y la *Guide for Design of Pavement Structures* de la AASHTO.

TABLA 16.8 Espesor mínimo de capa, in, basado en la ESAL*

Tráfico, ESAL	Concreto asfáltico, in	Base de agregado, in
Menor que 50 000	1.0†	4
50 000-150 000	2.0	4
150 001-500 000	2.5	4
500 001-2 000 000	3.0	6
2 000 001-7 000 000	3.5	6
Mayor que 7 000 000	4.0	6

*Adaptado de la *Guide for Design of Pavement Structures* de la AASHTO.
†Para tratamiento superficial.

16.22.10 Determinación de los espesores de las capas

El espesor que se debe usar para las diversas capas de un pavimento flexible es, junto con otros parámetros, función del material usado y de la carga que se espera que el pavimento soporte. El espesor mínimo de cada capa depende del tamaño del agregado usado. Tomando el tamaño del agregado como el criterio que controla, los espesores mínimos de las capas son los siguientes: capa superficial, 1½ in; capa base, 3 in, y capa subbase, 4 in. En la tabla 16.8 se da una lista de los espesores mínimos recomendados por la AASHTO para diversos niveles de la ESAL. Éstos son espesores prácticos y varían con las condiciones locales y las prácticas de diseño.

En esencia, un pavimento flexible es una composición de capas (Fig. 16.22) y se diseñó como eso. El primer paso es la determinación del número estructural *SN*, necesario para la combinación de capas arriba de la subrasante, con el uso del módulo elástico (véase la subsección 16.22.6). A continuación, se calculan los números estructurales necesarios para la combinación de capas arriba de la subbase y para la capa superficial. Tomando en cuenta las diferencias entre estos números estructurales calculados, se puede hallar un espesor máximo permisible para cualquier capa. Por lo tanto, para determinar el número estructural máximo permisible para el material de la subbase, réstese el número estructural requerido para las capas arriba de la subbase del número estructural requerido para la subrasante. Repítase este proceso para las demás capas del pavimento. Una vez que se han determinado los números estructurales, se pueden calcular los espesores respectivos de las capas, de la manera siguiente:

1. El espesor D_1 de la capa superficial se determina al dividir el número estructural requerido, SN_1, para ella entre el coeficiente de capa a_1. Selecciónese un espesor D_1', al redondear el valor calculado hasta la ½ in mayor más cercana, o bien, hasta una dimensión más práctica.
2. El número estructural suministrado entonces es $SN_1' = a_1 D_1'$, el cual es mayor que SN_1.
3. El espesor D_2 que se va a usar para la capa base debe de seleccionarse igual a, o mayor que $(SN_2 - SN_1')/a_2 m_2$, en donde SN_2 es el número estructural requerido para las capas base y superficial. Entonces, la suma de los números estructurales suministrados para estas capas debe de ser igual a, o mayor que, SN_2.
4. El espesor D_3 que se va a usar para la capa subbase debe de seleccionarse igual a, o mayor que $[SN_3 - (SN_1' + SN_2')]/a_3 m_3$.

En la *Guide* de la AASHTO se presentan varios diagramas y ayudas de diseño para determinar los espesores de las capas, según los números estructurales, requeridos para un pavimento. Un criterio límite de este método es que no se puede usar para determinar el *SN* requerido arriba de los materiales de la subbase o la base que posean un módulo elástico mayor que 40 000 psi. En esos casos, el espesor de una capa arriba de aquella con módulo

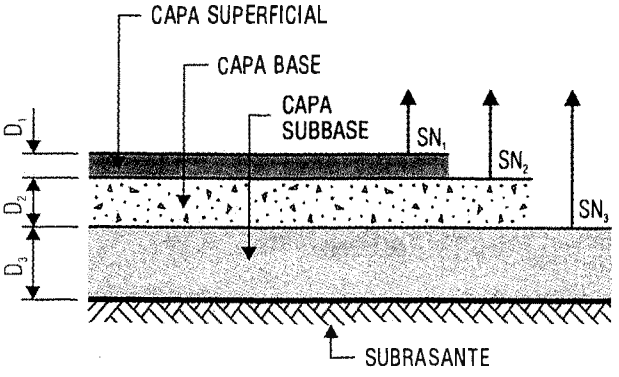


Figura 16.22 Composición de las capas que forman un pavimento flexible. *SN* indica el número estructural de una capa.

más alto se debe de basar en consideraciones económicas y relativas al espesor mínimo práctico.

Véase también *Thickness Design-Full Depth Asphalt Pavement Structures for Highways and Streets*, Manual MS-1, The Asphalt Institute, College Park, MD 10740.

16.23 Pavimentos flexibles alternativos

Se cuenta con una diversidad de tecnologías como alternativas para el tipo analizado en al sección 16.22. En esta categoría, se incluyen los pavimentos porosos, las mezclas de asfalto al azufre, los aditivos de cal hidratada, las superficies de desgaste impregnadas con caucho, los pavimentos de asfalto reciclado y el sistema Superpave de diseño de mezclas.

16.23.1 Pavimentos porosos

En esencia, éstos son pavimentos asfálticos sin finos (arena) en la mezcla. Este tipo de pavimento contiene vacíos a través de los cuales se deja que el agua de lluvia se filtre hacia la subrasante. Esta característica ofrece varias ventajas: la eliminación del agua del pavimento disminuye la posibilidad de daños provocados por el agua atrapada, aumentándose de esa manera la duración del propio pavimento. Asimismo, si el agua de lluvia se puede percolar hacia el suelo, se necesita un sistema de drenaje más pequeño para la carretera. Si existe un colector de agua de lluvia, también se reduce mucho el riesgo de sobrecarga. Además, los pavimentos porosos incrementan la seguridad del tráfico al disminuir el riesgo de hidroplaneo (patinaje en húmedo). Además, durante la lluvia no se perjudica la visibilidad del conductor hacia las marcas del pavimento, debido a que el agua se percola con rapidez a través de la superficie del asfalto. Desde un punto de vista estético, no se tienen objeciones para el pavimento poroso, ya que no existe una diferencia visual básica entre los pavimentos porosos y los convencionales, no permeables.

En general, los pavimentos porosos se usan en carreteras, calles locales y lotes de estacionamiento. Para estos últimos, los pavimentos porosos resultan ventajosos porque la lluvia que se filtra desde ellos hacia la subrasante fomenta el crecimiento sano de los árboles, arbustos, matorrales y otras plantas y, de este modo, se logra que el área de estacionamiento y la jardinería asociada sea más estéticamente placentera. Para un área de estacionamiento, un pavimento poroso típico consta de una capa superficial de 2½ in de concreto bituminoso poroso sobre una base nivelada de 12 in de piedra triturada. La base se tiende en capas. La capa superior está formada de piedras pequeñas, de modo que una máquina pavimentadora puede crear una superficie lisa por la aplicación de la capa superficial.

16.23.2 Mezclas de asfalto al azufre

En los pavimentos bituminosos se usa el azufre de varias maneras. En uno de los métodos, el azufre sirve como filtro. Se añade a una mezcla caliente de arena y asfalto, después de que se han mezclado este último y el agregado. El azufre llena los vacíos y enclava las partículas de arena, estabilizando la mezcla. En otro método, se mezclan el azufre y el asfalto para formar asfalto con azufre extendido (SEA, *sulfur-extended asphalt*). El azufre caliente se dispersa hacia adentro del asfalto para crear un aglutinante que, entonces, se mezcla con el agregado. La producción de SEA sólo requiere una ligera modificación de la planta de mezcla caliente. En todo lo demás, las operaciones y el equipo de construcción para el SEA son los mismos que para el concreto asfáltico.

También se usa azufre para los caminos en zonas sujetas a permafrost. En la práctica convencional de construcción de carreteras se exigen profundidades de la grava de 5 ft o más, debajo de la superficie del suelo, para dar lugar a una superficie estable de apoyo de la carga. Asimismo, se instala aislamiento térmico debajo de la grava para proteger el permafrost subyacente. Cuando no se cuenta localmente con grava, como con frecuencia sucede en muchas zonas del norte, debe transportarse hasta el sitio del proyecto, desde cualquier parte, a un costo considerable. Sin embargo, se pueden cortar los costos de construcción, al reducir de manera significativa la cantidad de grava requerida a través del uso de azufre en forma de espuma con esa grava. En una prueba se demostró que se pudieran reemplazar 7 ft de grava por sólo 3 ft de ella colocada encima de 3 a 4 in de espuma de azufre.

No obstante, en general, existen riesgos para la salud asociados con el uso del azufre. Por ejemplo, en la planta y en el sitio de la construcción, se

pueden generar gases nocivos, como el bióxido de azufre y el bisulfuro de hidrógeno.

16.23.3 Cal hidratada

Ésta se utiliza con amplitud en mezclas calientes que contienen agregados marginalmente aceptables. La cal actúa como un aditivo químico, en lugar de como relleno de vacíos. Incrementa la resistencia y la estabilidad de una mezcla de asfalto, al mismo tiempo que la hace más resistente al agua. Asimismo, al endurecer las mezclas, permite que la compactación sea más rápida y da lugar a densidades más altas.

16.23.4 Caucho en las capas de desgaste

Se usa caucho para mejorar las cualidades de pavimentación de las mezclas calientes usadas en las capas bituminosas de desgaste. Con este fin, se puede añadir el caucho a una mezcla de concreto asfáltico, o bien, aplicarse a la superficie del pavimento, después de la colocación y la compactación. El caucho reduce la susceptibilidad a la temperatura, disminuye el desmoronamiento en el borde, ofrece un mejor control de los vacíos y disminuye la tendencia a fluir, mejorando la flexibilidad y la adhesión a los agregados.

16.23.5 Sistema Superpave de diseño de mezclas

Desarrollado por el Strategic Highway Research Program (SHRP), el sistema Superpave de diseño de mezclas es un método para diseñar mezclas de pavimento flexible que se adecuen a características específicas del proyecto. Éstas incluyen el tráfico, el medio ambiente, la sección estructural del pavimento y la confiabilidad.

El sistema Superpave de diseño de mezclas ayuda en la selección de combinaciones de aglutinante asfáltico, agregado y cualesquiera modificadores necesarios para obtener un nivel deseado de rendimiento del pavimento. La meta del sistema es crear una mezcla *ideal* de aglutinante asfáltico y agregado para la producción del pavimento de costo más bajo para el nivel anticipado de servicio.

El sistema Superpave se aplica a tres niveles diferentes de tráfico —bajo, intermedio y alto— y en él se emplean técnicas de laboratorio y de pruebas de campo. Existe *software* para computadora basado en las especificaciones Superpave para ayudar en el proceso. El *software* y las especificaciones asociadas realizan el análisis y el diseño de pavimentos de capas múltiples, los cuales constan de capas base, de ligazón y superficial. Por ejemplo, la selección de los materiales necesarios usados en la mezcla Superpave se basa, entre otras cosas, en la ESAL de diseño para el proyecto (subsección 16.22.5). Se usan las ESAL para averiguar si el nivel anticipado de tráfico es bajo, intermedio o alto. También se toman en cuenta las condiciones ambientales del pavimento, sobre las que influye el clima. Con base en estas condiciones, se puede elegir, por ejemplo, un ligante asfáltico.

En el sistema Superpave también se tiene en cuenta la adición de modificadores, como fibras o cal hidratada, a la mezcla, con el fin de acrecentar la capacidad de las mezclas de pavimentación para evitar el deterioro del pavimento. Aun cuando el sistema no ofrece una lista de modificadores para la corrección de un deterioro específico del pavimento, ofrece una guía basada en la AASHTO Practice PP5, "The Laboratory Evaluation of Modified Asphalt Systems", para ayudar en la selección de los modificadores apropiados a aumentar el rendimiento del pavimento.

(*The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays*, SHRP-A-407, Strategic Highway Research Program, National Research Council, 2101 Constitution Ave., NW, Washington, DC 20418.)

16.23.6 Reciclaje de pavimentos asfálticos

Los materiales de un pavimento asfáltico que programaron para ser reemplazados se pueden volver a usar como ingredientes de una nueva capa superficial de un pavimento nuevo, incluyendo el material de la base subyacente, no tratado. El reciclaje se puede llevar a cabo en el lugar o en una planta central.

Cuando el pavimento asfáltico se va a reciclar en el sitio, se aplica un proceso conocido como reciclaje *in situ* de pavimento asfáltico, de mezcla en frío. En este proceso, los materiales del pavimento existente

se desgarran, quiebran, pulverizan y mezclan en el lugar, con asfalto u otros materiales, como agregados o agentes estabilizadores. Suelen requerirse los otros materiales para dar lugar a una base de resistencia más alta. El proceso requiere que se coloque una capa superficial asfáltica arriba de la capa reciclada. Una desventaja de este proceso es que el control de calidad no es tan bueno en el campo, como lo sería en una planta central. Otra es que resulta difícil el mantenimiento del tráfico, debido a la necesidad de evitar la interferencia con el equipo para reciclar. Sin embargo, el proceso de mezcla en frío también se puede conducir en una planta central, en donde el mayor control de calidad proporciona eficiencia y confiabilidad mayores de la mezcla. Asimismo, las plantas centrales ofrecen una capacidad más elevada de producción y uniformidad y confiabilidad mejores.

Una alternativa para el proceso de mezcla en frío es el reciclaje del pavimento asfáltico, de mezcla en caliente, el cual se lleva a cabo en una planta central. En este proceso, los materiales recuperados del pavimento asfáltico se extraen de una vía existente de manera semejante a la descrita para el proceso de mezcla en frío y se combinan en la planta central con asfalto nuevo a agentes reciclados. En el método de mezcla en caliente a veces también se utilizan agregados no revestidos provenientes de la capa base, para producir la mezcla caliente. En general, para el proceso de reciclaje de mezcla en caliente se usa uno de los siguientes tipos de plantas: intermitente, de revolvedora de tambor o de revolvedora continua.

Varios factores influyen en la factibilidad de un proyecto de reciclaje. Éstos incluyen la disponibilidad del equipo para reciclar, el impacto sobre el tráfico que pasa por el sitio de construcción, así como el tamaño y la ubicación del proyecto. No obstante, en la situación correcta, el reciclaje puede ofrecer ventajas económicas y ambientales.

16.24 Pavimentos rígidos

Por lo común, un pavimento rígido consta de una losa de concreto de cemento portland que se apoya sobre una capa subbase. (Se puede omitir esta última capa, cuando el material de la subrasante es granular.) La losa posee características de viga que le permiten extenderse de un lado a otro de las irregularidades en el material subyacente. Cuando se diseñan y construyen con propiedad, los pavimentos rígidos proporcionan muchos años de servicio con un mantenimiento relativamente bajo.

16.24.1 Subbase para un pavimento rígido

Ésta consta de una o más capas compactadas de material granular o estabilizado, colocadas entre la subrasante y la losa rígida. La subbase da lugar a un apoyo uniforme, estable y permanente para la losa de concreto. También puede incrementar el módulo de reacción, k, de la subrasante, reducir o impedir los efectos adversos de las heladas, proporcionar una plataforma de trabajo para el equipo durante la construcción y prevenir el bombeo de los suelos de grano fino en las juntas, las grietas y los bordes de la losa rígida.

En el diseño y mantenimiento de un pavimento rígido, una inquietud importante es la prevención de la acumulación del agua sobre la subbase, o adentro de ésta, o en los suelos del firme. La AASHTO recomienda que, si es necesario para fines de drenaje, la capa subbase se extienda de 1 a 3 ft más allá del ancho (W) de la vía o hacia el talud interior de la cuneta. Otra inquietud es la prevención de la erosión, en particular en las juntas de la losa y los bordes del pavimento. Para compensar esto, a veces se usan capas de concreto pobre o porosas como material de la subbase. Sin embargo, esta práctica requiere una estrecha inspección por parte del personal de diseño y de mantenimiento.

16.24.2 Tipos de pavimentos de concreto

Un pavimento de concreto puede ser de concreto simple, de concreto reforzado o de concreto presforzado. En la figura 16.23 se muestra una sección transversal de un pavimento de concreto reforzado. En la mitad de la sección transversal de la figura 16.23*a* se muestra el reforzado, mientras que en la de la figura 16.23*b* se ilustra el no reforzado.

Los pavimento de concreto reforzado puede estar formado por secciones unidas o reforzarse en forma continua. Los pavimentos reforzados en forma continua eliminan la necesidad de juntas transversales, pero sí requieren juntas de construcción o juntas en las interrupciones físicas de la carretera, como son los puentes. Los pavimentos de concreto

simple no tienen refuerzo, excepto por las varillas de acero de amarre usadas para mantener firmemente cerradas las juntas longitudinales.

Pavimento de concreto reforzado con uniones ■ En un pavimento de concreto con uniones, la función principal del acero de refuerzo es controlar el agrietamiento causado por la expansión y contracción térmicas, el movimiento del suelo y la humedad. La cantidad y el espaciamiento del acero de refuerzo, transversal y longitudinal, para este fin dependen de la longitud de la losa, del tipo de acero usado y de la resistencia entre la parte inferior de la losa y la parte superior de la capa subrasante (o subbase) subyacente.

Pavimento de concreto reforzado en forma continua ■ El refuerzo principal en un pavimento reforzado en forma continua es el acero longitudinal, que puede estar constituido por varillas de refuerzo o por tela de alambre corrugado. Se usa para controlar el agrietamiento causado por los cambios de volumen en el concreto.

Además del acero longitudinal, se puede proporcionar refuerzo transversal para controlar el ancho de las grietas longitudinales. Cuando no se espera que el agrietamiento longitudinal constituya un problema, es posible que no se requiera el refuerzo transversal.

En el diseño de los pavimentos reforzados en forma continua se deben de tomar en cuenta las propiedades del concreto que se use. Específicamente, las propiedades del concreto que influyen sobre el diseño de estos pavimentos son la resistencia a la tensión, las características de contracción y el coeficiente térmico. En el diseño del pavimento también se debe de considerar la caída anticipada en la temperatura, la cual, para los fines de diseño, es la diferencia entre la temperatura promedio de curado del concreto y una temperatura mínima de diseño.

Típicamente, el acero longitudinal de refuerzo que se usa consiste en varillas corrugadas del No. 5 y del No. 6. Cuando se usa tela de alambre, el diámetro debe de ser de tamaño suficiente que la corrosión y el deterioro no menoscaben de manera significativa las propiedades de la sección transversal de la tela.

16.24.3 Losas para pavimento de concreto reforzado

Éstas suelen construirse de concreto de cemento portland, acero de refuerzo, dispositivos de transferencia de la carga y materiales de sellado de las juntas. Estos materiales deben de conformarse a las especificaciones de la AASHTO o de la oficina gubernamental correspondiente con el fin de garantizar que se minimicen la distorsión o la desintegración del pavimento.

En general, el espesor de las losas de concreto para pavimento se determina con el uso de diagramas de diseño o de *software* de computadora. Para obtener detalles de un método de diseño, véase la *Guide for Design of Pavement Structures*, American

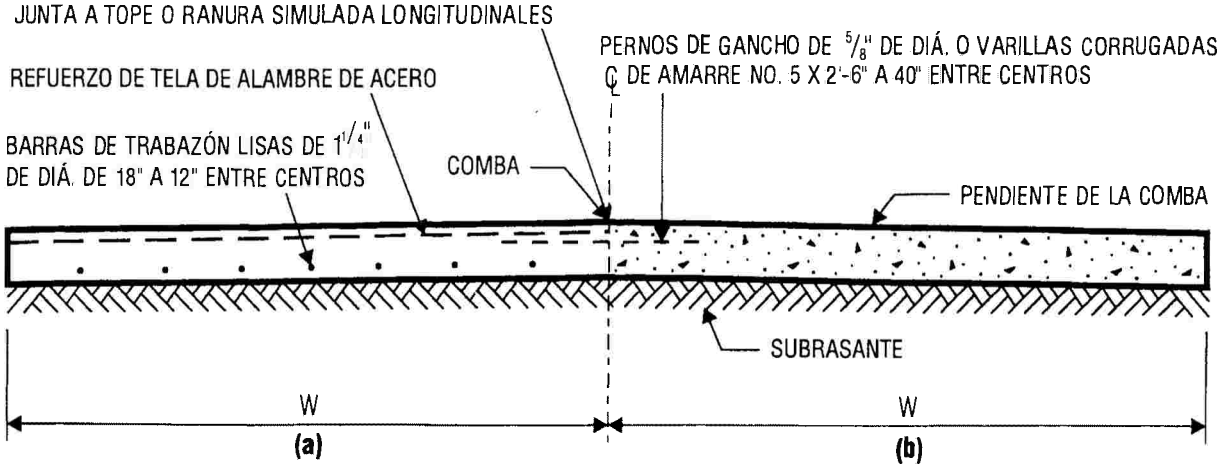


Figura 16.23 Componentes de un pavimento de concreto reforzado.

Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). En este método, los efectos de la carga del tráfico se determinan mediante el uso de una carga equivalente de un solo eje (ESAL) de 18 kip. Véanse las secciones 16.22.4 y 16.22.5.

Las losas de concreto para pavimento pueden quedar sujetas a deterioro superficial causado por los agentes para deshielo, o bien, por la expansión y la contracción debidas a cambios en la temperatura. Para combatir esas formas de deterioro, se usa concreto con aire incluido. La inclusión de aire también mejora la trabajabilidad de la mezcla de concreto. El diseño de la mezcla y las especificaciones de sus materiales se deben de hacer según la *Guide Specifications for Highway Construction* de la AASHTO, así como la *Standard Specifications for Transportation Materials*. La ASTM también ha publicado especificaciones para el concreto de cemento portland. Las especificaciones de la AASHTO y de la ASTM contienen requisitos para las propiedades del cemento, de los agregados gruesos y de los agregados finos que se deben usar en la mezcla.

16.24.4 Acero de refuerzo para el pavimento de concreto

En una losa de pavimento de concreto, la finalidad del acero de refuerzo es controlar el agrietamiento así como la de amarrar entre sí los segmentos de losa y actuar como un mecanismo de transferencia de carga en las juntas. En general, el acero de refuerzo, sea en forma de varillas o de tela de alambre, es corrugado; es decir, las superficies del acero tienen una deformación con costillas que incrementa la liga entre ese acero y el concreto.

El acero de refuerzo que se usa principalmente para controlar el agrietamiento se conoce como **acero contra esfuerzos por temperatura**. El acero usado para amarrar dos losas entre sí se conoce como **varillas de amarre**. Las varillas de acero que actúan como mecanismo de transferencia de carga se llaman **barras de trabazón**.

El acero contra esfuerzos por temperatura puede consistir en varillas corrugadas, una parrilla o una malla de alambre. La finalidad de este acero es controlar el ancho de las grietas, no necesariamente prevenir el agrietamiento. Si se usa una malla de alambre liso, la liga entre el acero y el concreto se desarrolla a través de los alambres cruzados soldados. Cuando se usa tela de alambre corrugado, la liga se desarrolla a través de las deformaciones del acero y en las intersecciones soldadas. A la malla de acero se le debe de dar una cubierta adecuada de concreto, por lo común de más o menos 3 in. La cantidad de acero que se debe colocar depende del espesor de la losa, la longitud y las propiedades de los materiales, como el tipo de concreto y el acero de refuerzo usado.

16.24.5 Varillas de amarre

Éstas se instalan entre las losas colindantes para amarrarlas entre sí. Para este fin, las varillas de amarre, que pueden ser conectores o varillas corrugadas, deben de tener suficiente resistencia a la tensión para impedir que las losas se separen. (No se pretende que las varillas sirvan como dispositivos de transferencia de carga.) La tendencia de las losas a separarse surge debido a que tienden a acortarse cuando cae la temperatura o disminuye el contenido de humedad del concreto (como es el caso cuando se cura el concreto). La resistencia al movimiento proporcionada por las varillas de amarre induce esfuerzos de tensión en el concreto, el cual debe tener suficiente resistencia a la tensión para soportar estos esfuerzos, o bien, se debe de colocar acero de refuerzo con éste. Para facilitar la liga, a las varillas de amarre se les suele equipar con un gancho. Con frecuencia se obtienen ventajas al darle a las varillas un recubrimiento protector, en especial cuando la losa del pavimento se expone a agentes de deshielo.

16.24.6 Dispositivos de transferencia de carga

Se instalan dispositivos de transferencia de carga entre los extremos de las losas colindantes para transferir las cargas del tráfico de una a la otra ofreciendo, sin embargo, poca o ninguna resistencia a los movimientos longitudinales de esas losas. La forma más común de dispositivo de transferencia de carga es una espiga de diámetro grande (barra de trabazón). No obstante, se han usado con éxito otros dispositivos mecánicos. También es posible lograr la transferencia de cargas sólo con el entrelazado del agregado.

Una barra de trabazón proporciona resistencia a la flexión, al corte y al apoyo. Uno de los extremos de la barra se liga al concreto. El otro extremo se deja que se mueva con libertad. Con este fin, la mitad de la barra correspondiente a este extremo se puede engrasar, pintar o recubrir con asfalto, con lo que se evita que esa parte se ligue al concreto. Como resultado, la barra se puede deslizar con libertad en el concreto, después de que se empotra en el extremo de una losa. Para garantizar el movimiento apropiado de las barras de trabazón, es esencial mantener la alineación entre las losas colindantes.

Aun cuando ofrezcan poca resistencia al movimiento longitudinal de las losas, los dispositivos de transferencia de carga también deben de ser mecánicamente estables bajo las cargas de las ruedas y las cargas cíclicas. Con frecuencia resulta benéfico darle a la barra de trabazón, o cualquier otro dispositivo, un recubrimiento protector cuando la losa puede quedar expuesta a elementos corrosivos.

El tamaño de la barra de trabazón depende del espesor de la losa y de otros criterios específicos. Una regla empírica general es que el diámetro de la barra debe de ser igual a un octavo del espesor de la losa; por ejemplo, para una losa de 9 in, se podría usar un diámetro de 1⅛ in. En general, el espaciamiento entre las barras de trabazón es de 12 in y la longitud de las mismas de 18 in.

16.24.7 Juntas en el pavimento de concreto

Se forman las juntas en el pavimento de concreto para reducir los efectos de la expansión y la contracción, para facilitar el colado del concreto y para dejar espacio para la liga de las losas colindantes. Las juntas pueden ser perpendiculares a la línea central del pavimento (transversales) y, dependiendo de la función a la que se les destine, longitudinales.

Juntas transversales de expansión ■ La función principal de una junta de expansión en un pavimento de concreto es permitir el movimiento de la losa debido a cambios en la temperatura. Por ejemplo, cuando se eleva la temperatura, aumenta la longitud de una losa, creando en consecuencia esfuerzos de compresión en el concreto. Si no se colocaran juntas de expansión, la losa, dependiendo de su longitud, podría abombarse o reventarse.

En el pavimento de concreto, en general se colocan juntas de expansión cada 40 a 60 ft, a lo largo de la longitud del pavimento. Las juntas, que pueden variar en espesor de ¾ a 1 in, deben de incorporar dispositivos apropiados de transferencia de carga (subsección 16.22.6). En las juntas, se debe de colocar relleno, como caucho, betumen o corcho, que permita la expansión de la losa y excluya la suciedad.

Algunas oficinas gubernamentales de transporte especifican las juntas de expansión, pero otras no lo hacen y, en lugar de ello, emplean métodos alternativos para minimizar el potencial de la presencia de reventones. Una manera en que se hace esto es mediante el uso de cemento y agregados con propiedades que limitan la magnitud en que se incrementa la longitud de las losas al aumentar la temperatura.

Juntas transversales de contracción ■ Se ponen juntas de contracción para limitar los efectos de las fuerzas de tensión en una losa de concreto, causados por una caída en la temperatura. El objetivo es debilitar la losa, de modo que si las fuerzas de tensión son suficientemente grandes como para agrietarla, las grietas se formarán en las juntas. En general, la profundidad de las juntas de contracción sólo es un cuarto del espesor de la losa. No obstante, cuando se diseñan y espacian apropiadamente, también pueden minimizar el agrietamiento de la losa fuera de las juntas.

Las juntas de contracción se pueden formar al aserrar en el concreto endurecido, colocando insertos de plástico en los lugares de las juntas antes de colar el concreto, o bien, trabajando el concreto después de haber sido colado pero antes de que éste haya endurecido por completo. Cuando el entrelazado del agregado es insuficiente para la transferencia de las cargas entre las secciones del pavimento, hacia cada lado de una junta, debe incorporarse en ésta un mecanismo apropiado de transferencia de carga.

Juntas longitudinales ■ Éstas se forman paralelas a la línea central de la carretera para facilitar la construcción de los carriles y prevenir la propagación de grietas longitudinales irregulares. Las juntas se pueden acuñar, juntar a tope, formar mecánicamente o ranurar con sierra. Para impedir que los carriles adyacentes se separen o formen una falla, deben de ahogarse varillas de amarre o conexiones de acero en el concreto, perpendiculares a las juntas.

Las juntas longitudinales se forman o asierran hasta una profundidad mínima de un cuarto del espesor de la losa. El espaciamiento máximo entre las juntas longitudinales recomendado por la AASHTO es de 16 ft.

Juntas de construcción ■ Cuando se interrumpe el colado del concreto para una losa, resulta conveniente una junta de construcción en la *junta fría* entre las dos secciones de esa losa. Como preparación para la interrupción, se forma una cara vertical con un travesaño de madera en el extremo de la losa que se está colando. El travesaño se equipa con una parte sobresaliente que, cuando se forma en el concreto forma un cuñero para la transferencia de carga entre las secciones adjuntas de la losa. A veces también resulta conveniente usar varillas corrugadas de amarre para mantener cerrada la junta.

Sellado de las juntas ■ Muchas oficinas gubernamentales de caminos especifican que todas las juntas se limpien y también se sellen, para excluir la suciedad y el agua. Otras sólo piden se sellen las juntas de expansión. Los tipos básicos de selladores que se usan son líquidos, sellos elastoméricos preformados y rellenos de corcho para juntas de expansión.

Los sellos líquidos se vierten en una junta en donde se dejan fraguar. Los tipos de sellos líquidos que se usan incluyen el asfalto, el caucho colado en caliente, compuestos elastoméricos, silicona y polímeros.

Los sellos elastoméricos preformados consisten en tiras extruidas de neopreno con almas internas que ejercen una fuerza hacia afuera contra las caras de la junta. El tipo de sello elastomérico que se especifique depende del movimiento anticipado en la junta. A los sellos se les coloca un recubrimiento de adhesivo para sujetarlos a las caras de la junta.

Intersecciones e intercambios de carreteras

Una intersección es la unión o cruce de dos o más caminos, a la misma elevación o a elevaciones diferentes. Cuando los caminos se encuentran al mismo nivel, la intersección se llama intersección a nivel. Cuando los caminos se encuentran a elevaciones diferentes, se dice que la intersección es una separación de niveles, cuando no hay conexión entre los caminos que se cortan, o bien, que se trata de un intercambio, cuando caminos de conexión, como las rampas o las vías para dar vuelta, permiten el movimiento de vehículos entre los caminos que se cortan.

Las intersecciones deben de mantenerse simples, de modo que los movimientos necesarios sean obvios para los conductores. La uniformidad de las intersecciones es importante para evitar la confusión de los conductores. Los factores que tienen que considerarse para este fin incluyen la velocidad de diseño, los ángulos de intersección (se prefieren de 90°), las curvas de intersección, las trayectorias de giro de los vehículos, los anchos de las vías y los aparatos de control del tráfico.

16.25 Intersecciones a nivel

La unión o cruce de dos o más vías en un punto de elevación común se llama intersección a nivel.

A las intersecciones de caminos y vías de ferrocarril a nivel se les debe colocar protección y dispositivos de advertencia. La distancia de visión es una consideración importante de diseño cuando sólo se instalan advertencias anticipadas de trenes que se aproximan y señales de cruce de ferrocarril.

16.25.1 Diseño geométrico de intersecciones a nivel

Las influencias prmcipales sobre el diseño geométrico de las intersecciones a nivel incluyen factores humanos, consideraciones del tráfico, elementos físicos y factores económicos. La meta es reducir o eliminar el potencial de accidentes en que intervengan tráfico de vehículos, de bicicletas o de peatones que pasen por la intersección. Asimismo, deben suministrarse trayectorias naturales de transición para el tráfico.

Factores humanos ■ En el diseño de una intersección influyen factores humanos, como los hábitos de conducción, la capacidad de los conductores para tomar decisiones, advertencias anticipadas y adecuadas para los conductores referentes a la presencia de una intersección, la decisión del conductor y el tiempo de reacción, así como la presencia de peatones en la intersección.

Consideraciones referentes al tráfico ■ El volumen y el movimiento del tráfico influyen sobre el diseño de una intersección a nivel. Deben

de tomarse en cuenta tanto la capacidad de diseño como la capacidad real de los caminos que se cortan. También son de interés el movimiento de cambio de dirección por hora de diseño, así como otros movimientos, de desviación, de incorporación, de zigzagueo y de cruce.

Otros criterios referentes al tráfico incluyen el tamaño de los vehículos, la velocidad y las características de operación, lo intrincado del tránsito y, si es aplicable, la historia de accidentes en el sitio. También deben de tomarse en cuenta las necesidades de acumulación para las aproximaciones controladas por señales de tránsito.

Elementos físicos ■ Las características geométricas y específicas del sitio, sean naturales, como la topografía y la vegetación, o producidas por el hombre, como los anuncios, tienen influencias importantes en el diseño de las intersecciones a nivel. La alineación horizontal, así como la vertical, de las vías que se cortan también influyen mucho sobre el diseño. Estos dos elementos afectan la distancia de visión y el ángulo de intersección. Otras características que afectan el diseño son los aparatos de control del tránsito, el equipo de alumbrado y los accesorios de seguridad.

Las condiciones ya existentes en el sitio, incluyendo los usos de las propiedades colindantes, como las zonas comerciales y los complejos industriales, así como la presencia de aceras y su tráfico asociado de peatones, también deben de considerarse como factores en el proceso de diseño.

Factores económicos ■ El diseño de una intersección a nivel debe de ser tanto practicable como económicamente factible. Deben de tomarse en cuenta el costo de las mejoras requeridas junto con el impacto sobre las propiedades residenciales o comerciales colindantes.

16.25.2 Tipos de intersecciones a nivel

Cada camino que radia de una intersección y forma parte de ella se conoce como **ramal de la intersección.** En general, la intersección de dos caminos conduce a cuatro ramales. No se recomiendan las intersecciones con más de cuatro ramales.

Intersecciones con tres ramales ■ Se forma una intersección con tres ramales cuando un camino se inicia o termina en una unión con otro (Fig. 16.24). Las intersecciones en T no canalizadas (Fig. 16.24*a*) suelen emplearse en la intersección de vías secundarias con caminos más importantes, formando un ángulo que no se aleje más de 30° de la normal. A veces, se proporciona un carril para dar vuelta a la derecha en uno de los lados del camino que pasa de lado a lado (Fig. 16.24*b*). Se usa este tipo de carril para dar vuelta cuando el tráfico que se desvía hacia la derecha, proveniente del camino que pasa de lado a lado, es significativo, mientras que el que se desvía hacia la izquierda y que viene por ese mismo camino tiene menos importancia.

Intersecciones con cuatro ramales ■ Se forma una intersección con cuatro ramales cuando dos caminos se cruzan a nivel (Fig. 16.25). El diseño de las intersecciones con cuatro ramales sigue muchas de las directrices generales para las que tienen tres ramales. Como con las intersecciones en T, típicamente, el ángulo de intersección de las vías no debe de ser mayor de 30° respecto de la normal. En la figura 16.25*c* se muestra una intersección con cuatro ramales de un camino que pasa de lado a lado y uno secundario. El camino que pasa de lado a lado se abocina para suministrar capacidad adicional para los movimientos de paso de largo y de vuelta. El abocinado se logra a través de la incorporación de carriles auxiliares paralelos que se exigen para los caminos importantes que requieren una capacidad ininterrumpida de flujo. Es posible que también se necesite abocinado en donde el tráfico que cruza es suficientemente alto como para justificar el control mediante señales.

Canalización en las intersecciones ■ Éste es un método de creación de trayectorias definidas para el recorrido de los vehículos mediante la instalación de islas para control del tráfico o con marcas sobre el pavimento en las intersecciones a nivel. Estas *trayectorias definidas* dan lugar al movimiento seguro y ordenado, tanto de los vehículos como de los peatones, por las intersecciones. En las figuras 16.24 y 16.25 se ilustran intersecciones canalizadas.

La canalización debe de usarse con prudencia; el uso excesivo de canalización puede empeorar, en lugar de mejorar, las condiciones en una intersección. Cuando se implementa en forma apropiada, la canalización puede reducir en forma notable los accidentes en las intersecciones a nivel. Los factores que influyen en el diseño de una intersección canalizada incluyen el tipo de vehículo de diseño, la velocidad de los vehículos, las secciones cruzadas

de las vías, los volúmenes anticipados de tráfico de vehículos y de peatones, las ubicaciones de las paradas de autobuses y el tipo y ubicación de los aparatos para control del tránsito.

En las figuras 16.24*c* y *d* se muestran ejemplos de canalización de intersecciones con tres ramales. En estas intersecciones, el radio de retorno entre los caminos que se cortan es mayor que el usado para las intersecciones no canalizadas de las figuras 16.24*a* y *b*. Esto se hace para dar espacio para las islas de canalización del tráfico. Que el camino que se aproxima deba de contar con un carril para dar vuelta, para el tráfico que se desvía hacia la derecha, depende del volumen del tráfico que dará esas vueltas. Cuando las velocidades o las trayectorias para dar vuelta están por arriba de un mínimo prescrito, es posible que se requiera la incorporación de vías duales para dar vuelta a la derecha, como se muestra en la figura 16.24*d*.

A menudo se incorpora la canalización de las intersecciones con cuatro ramales por muchas de las razones dadas con anterioridad para las que cuentan con tres ramales. En la figura 16.25*b* se muestra una intersección con cuatro ramales, con carriles para vuelta a la derecha en los cuatro cuadrantes. Se aplica este procedimiento cuando se dispone de espacio con facilidad y los movimientos para dar vuelta son críticos. Este tipo de intersección con cuatro ramales, canalizada, se usa con frecuencia en las zonas suburbanas, en donde existe tráfico de peatones.

16.25.3 Alineaciones horizontal y vertical en las intersecciones

Las configuraciones geométricas de las alineaciones desempeñan un papel crítico en el diseño de

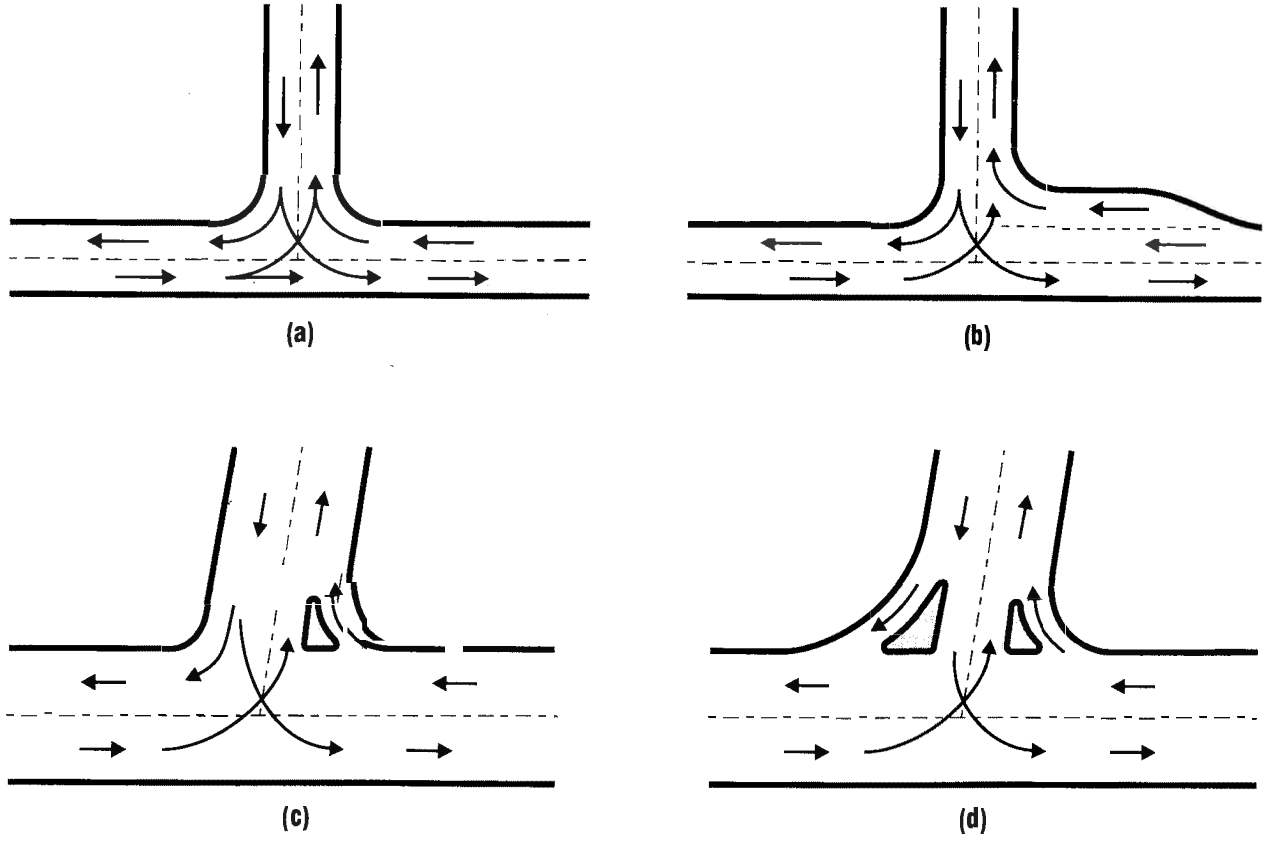


Figura 16.24 Tipo de intersecciones en T (de tres ramales) a nivel: *a*) no canalizada; *b*) intersección con un carril para vuelta a la derecha; *c*) intersección con una sola vía para dar vuelta; *d*) intersección canalizada con un par de vías para dar vuelta.

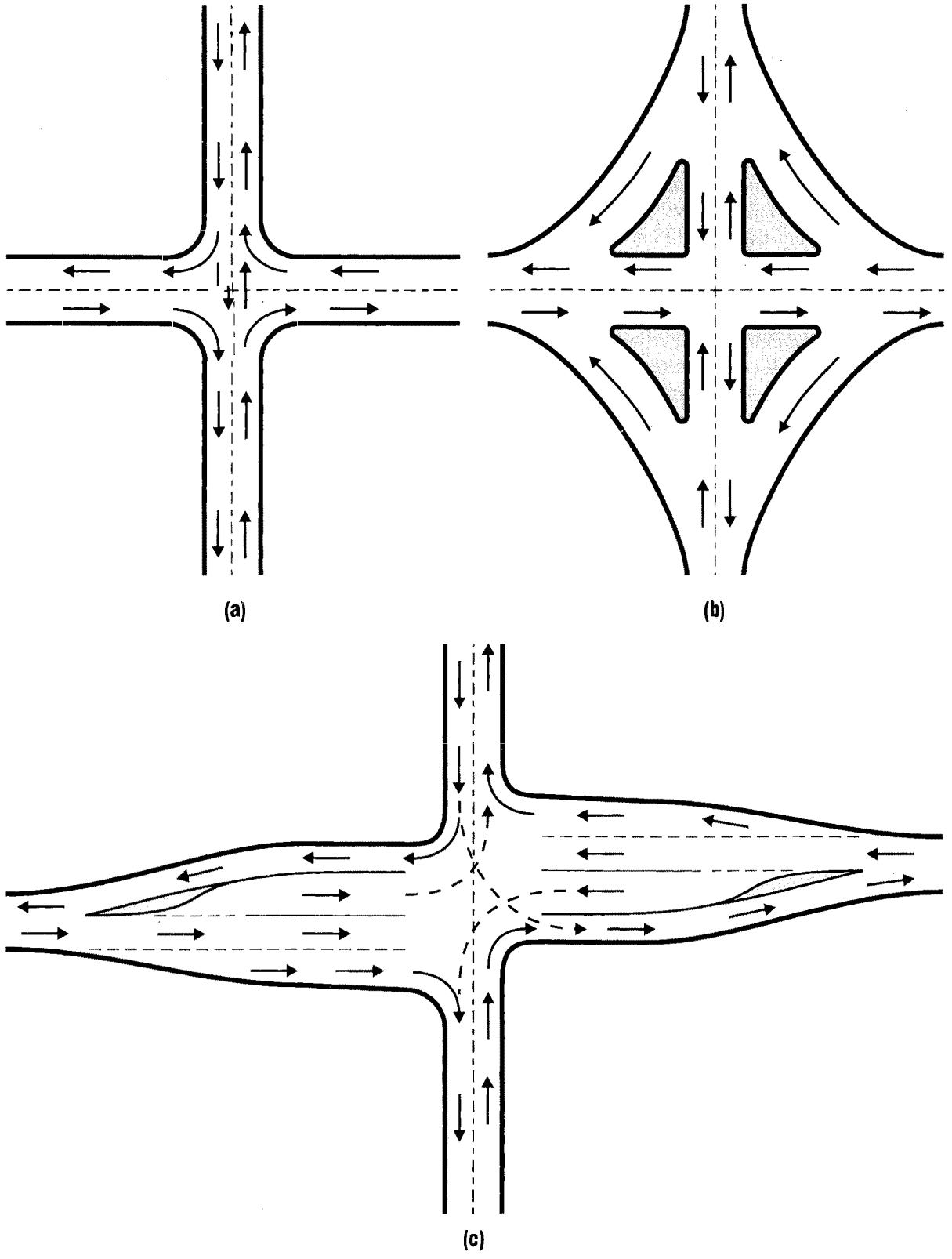


Figura 16.25 Tipos de intersecciones a nivel con cuatro ramales: *a*) no canalizada; *b*) canalizada; *c*) abocinada.

una intersección a nivel. En el plano vertical, es importante que los perfiles de los caminos que se cortan sean tan planos como se pueda (de preferencia de menos del 3% a través de la intersección). Asimismo, la alineación horizontal debe de ser tan recta como resulte práctico. El declive y la curvatura tienen un impacto considerable en la distancia de visión en las intersecciones, en donde resulta conveniente tener distancias de mayores que los valores mínimos especificados. Las condiciones adversas en la distancia de visión pueden ser la fuente de accidentes, debido a la incapacidad de un conductor para ver otros vehículos o distinguir los mensajes de los dispositivos de control del tráfico.

Alineación horizontal ■ Una regla empírica general al trazar alineaciones horizontales de caminos que se cortan es minimizar la desviación del ángulo de intersección respecto de 90°. Intersecciones excesivamente sesgadas pueden dar por resultado malas condiciones para conducir, en especial para los camiones. En donde se forman los ángulos agudos, la visibilidad puede ser limitada y el tiempo de exposición de los vehículos peligrosamente largo conforme cruzan el flujo principal del tráfico. En donde se forman los ángulos obtusos, se pueden tener puntos ciegos hacia el lado derecho del vehículo. Por lo tanto, resulta conveniente tener el ángulo de intersección tan cercano a 90° como se pueda.

Alineación vertical ■ La maximización de la distancia de visión del conductor debe de ser la meta de la alineación vertical. Debe de suministrarse una distancia apropiada de visión a lo largo de cada camino y a través de las esquinas.

Siempre que sea posible, en las intersecciones deben de evitarse los cambios importantes en el declive. En general, el perfil del camino principal debe de extenderse por él y el de la vía secundaria que cruza debe de ajustarse para que se acople al del camino principal en la intersección. Esto puede requerir que se haga una transición o alabeo en la sección transversal del camino secundario. Para las intersecciones de baja velocidad, no canalizadas, en donde existan controles o señales de detención, es posible que sea conveniente alabear la comba de cada una de las vías que se cortan. Cualquier alteración de la sección transversal de un camino debe de ser gradual y tomar en cuenta los efectos en el drenaje.

16.25.4 Islas

Una isla es un área definida que se establece entre los carriles de tráfico en las intersecciones canalizadas, para dirigir ese tráfico por trayectorias definidas. Puede consistir en franjas con guarniciones o en áreas delineadas por pintura. En general, se ponen islas en las intersecciones canalizadas para separar y controlar el ángulo de conflictos en el movimiento del tráfico, reducir áreas excesivas de pavimento, proteger a los peatones y las áreas de espera para dar vuelta y los vehículos que cruzan, así como proporcionar un lugar para los dispositivos de control del tráfico.

16.26 Intercambios de caminos

Un intercambio es un sistema de vías que se interconectan, que se usa en conjunción con una o más separaciones de niveles de caminos (Fig. 16.26). Da lugar al movimiento del tráfico entre dos o más vías que están a elevaciones diferentes. Al hacerlo, elimina los cruces a nivel, los cuales pueden ser inseguros y son ineficientes para manejar el tráfico que da vuelta junto con el que sigue de frente. Cuando caminos que llevan grandes volúmenes de tráfico se intersecan entre sí, se logra el grado máximo de seguridad, eficiencia y capacidad con las separaciones de los niveles de las vías.

Se usan numerosas variaciones de los tipos de intercambios que se muestran en la figura 16.26. Varían en tamaño y magnitud, dependiendo del medio ambiente y del alcance del servicio para el que se pretenden. El diseño de un intercambio se basa en el volumen del tráfico, la topografía del sitio, las consideraciones económicas y los factores ambientales.

16.26.1 Justificación de los intercambios

No se necesita un intercambio en todas las intersecciones de vías. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) considera lo siguiente como una investigación para justificar lo recomendable de la selección de un intercambio, en lugar de una intersección a nivel: clasificaciones de las vías, la necesidad de eliminación de cuellos de botella y riesgos del tráfico, bene-

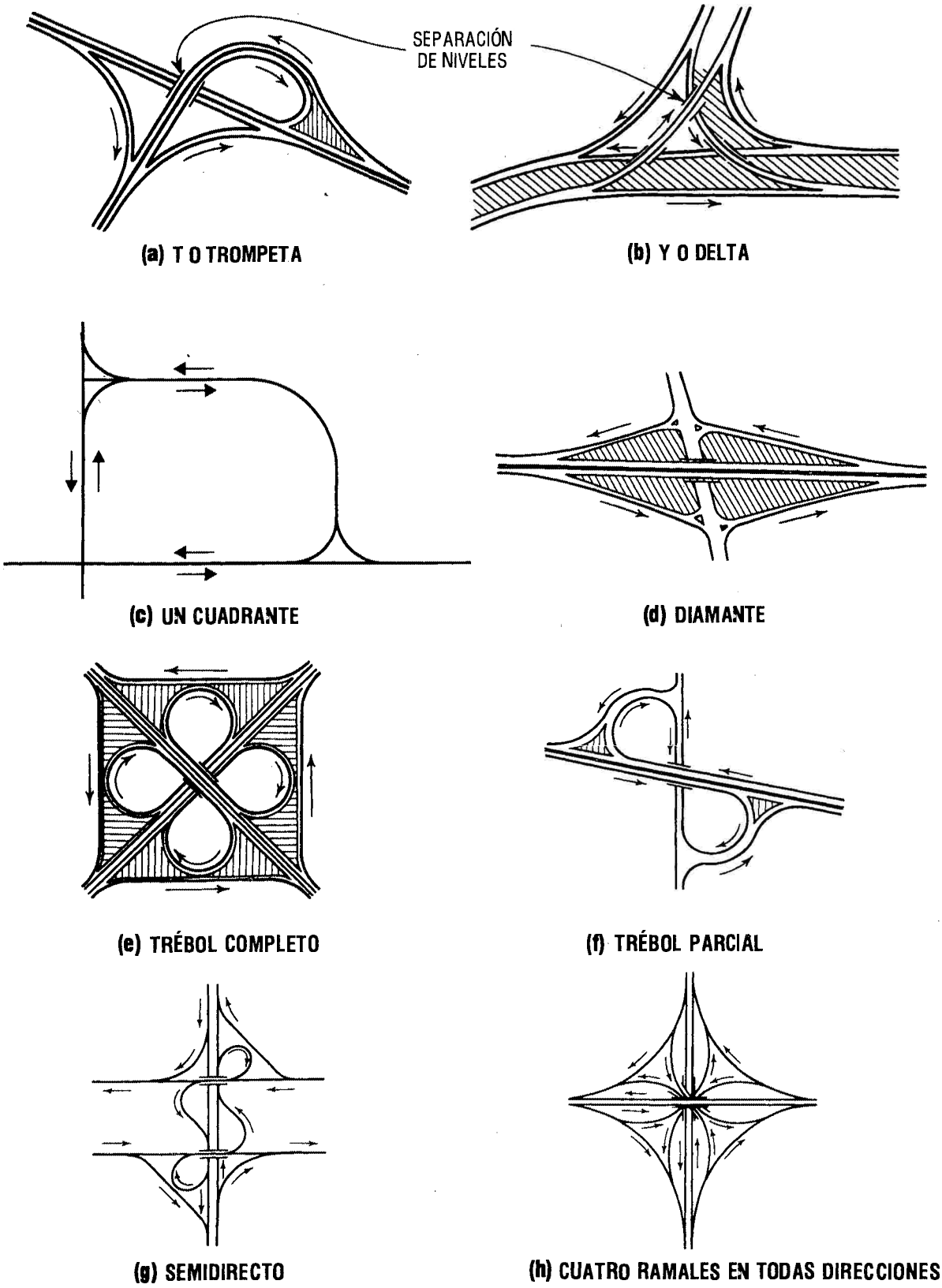


Figura 16.26 Tipos de intercambios para caminos de niveles separados que se cortan.

ficios para los usuarios de las vías y volumen del tráfico.

Clasificación de diseño ■ Cuando una vía se ha designado para servir como una autopista (subsección 16.1.1), el diseñador debe decidir si cada camino que la corte debe de terminarse, darle una nueva ruta o conectarse a la autopista con una separación de niveles o un intercambio. La meta debe de ser el mantenimiento de un flujo seguro e ininterrumpido del tráfico en la autopista. Cuando el tráfico de un camino que corte la autopista debe cruzar ésta, se necesita una separación de niveles, para eliminar la interferencia con el flujo del tráfico de esa autopista. Cuando se requiere el acceso del otro camino a la autopista, se necesita un intercambio.

Eliminación de los cuellos de botella ■ Una desventaja general de las intersecciones a nivel es el potencial, debido al alto volumen de tráfico, para que se tengan congestión en un punto o cuellos de botella, en una o más de las vías de llegada. Si un intercambio a nivel no puede satisfacer las necesidades de capacidad de los caminos que se cortan, entonces debe de investigarse el uso de alguna forma de intercambio.

Eliminación de los riesgos ■ La ocurrencia de numerosos accidentes en una intersección a nivel puede justificar la construcción de un intercambio. Sin embargo, su factibilidad depende del medio ambiente en el que existe la intersección. Un intercambio necesita la adquisición de grandes cantidades de derecho de vía. La disponibilidad y el costo del terreno necesario es una consideración importante al decidirse por un intercambio. Como resultado, es más probable que se empleen intercambios en las zonas rurales que en las urbanas, para la eliminación de riesgos.

Beneficios para los usuarios de las vías ■ A menudo, la sustitución de una intersección a nivel por un intercambio puede conducir a beneficios económicos directos para los usuarios. Los retrasos y la congestión en una intersección a nivel pueden ser costosos, debido a los daños provenientes de accidentes y del consumo de combustible, neumáticos, aceite y tiempo, mientras se espera una oportunidad para cruzar o dar una vuelta, o para los cambios de las señales. El tiempo perdido esperando en las señales de tráfico puede ser extremadamente grave cuando los volúmenes de tráfico son grandes. Aun cuando un intercambio requiere que los usuarios viajen una distancia más grande que la que recorrerían en una intersección convencional a nivel, esta desventaja es más que compensada por los beneficios obtenidos de los ahorros de tiempo resultantes del uso de ese intercambio.

Para determinar si los beneficios que obtengan los usuarios de las vías justifican la construcción de un intercambio, el diseñador debe de comparar los beneficios proyectados con el costo de la mejora requerida. Esto se puede llevar a cabo con el uso de la relación del beneficio anual de los usuarios con el costo anual del capital para la mejora. El beneficio anual es la diferencia entre el costo para el usuario por la condición existente y el costo por la condición después de la mejora. El costo anual del capital es la suma del interés anual y la amortización del costo de la mejora. Entre mayor sea la relación beneficio-costo, mayor es la justificación para el intercambio, con base en los beneficios para los usuarios del camino. Una regla empírica general es que una relación mayor que 1 es el mínimo requerido para que exista la justificación económica. Otra consideración es que un intercambio puede implementarse en etapas, en cuyo caso se pueden lograr incrementos en los beneficios que se comparan incluso de manera más favorable con los incrementos en los costos.

Volumen del tráfico ■ Aunque un alto volumen del tráfico no es la única justificación para un intercambio, constituye una consideración importante en el proceso global de toma de la decisión. En especial, éste es el caso cuando el volumen del tráfico sobrepasa la capacidad de una intersección a nivel, en cuyo caso, en general, queda indicado el uso de un intercambio. Sin embargo, la no disponibilidad o los costos elevados del terreno para un intercambio pueden contrarrestar los beneficios que se originan de la eliminación de los conflictos de tráfico asociados con una intersección a nivel.

16.26.2 Tipos de intercambios

Después de tomar la decisión de especificar un intercambio para una intersección de caminos, los diseñadores tienen una amplia variedad de trazos de intercambios de donde elegir (Fig. 16.26). El tipo de intercambio que se use y su aplicación a un

sitio dado dependen de muchos factores, incluyendo el número de ramales de la intersección (partes de caminos que radian de la intersección), el volumen anticipado de movimientos de frente y de vuelta, la topografía del sitio, la cultura, los controles del diseño, la señalización y la iniciativa del diseñador.

Por lo común, el diseño de un intercambio se acostumbra ajustar a las condiciones y restricciones del sitio. Sin embargo, resulta conveniente suministrar cierto grado de uniformidad en los intercambios, para prevenir la confusión de los conductores. Del mismo modo, aun cuando los intercambios ofrecen mayor seguridad que las intersecciones a nivel, existen aspectos de seguridad de interés con los intercambios, como la señalización apropiada y la colocación de las salidas.

Intercambios de tres ramales ■ Éstos constan de una o más separaciones de niveles de caminos, con tres ramales que se cortan. Todo el tráfico se mueve sobre vías de un solo sentido. En vista de planta, el trazado de los caminos suele semejar una T, una Y o una delta. Un intercambio en T, o trompeta, es uno de tres ramales en el que dos de los tres ramales forman un camino de lado a lado y el ángulo de intersección con el tercero es más o menos de 90° (Fig. 16.26*a*). Cuando los tres ramales de la intersección son caminos de lado a lado, o bien, el ángulo de intersección de dos de los ramales con el tercero es pequeño, el intercambio se conoce como en Y o delta (Fig. 16.26*b*). Cualquier patrón básico de intercambio, sin importar las características del camino de lado a lado o del ángulo de intersección, se puede adaptar a las condiciones específicas del sitio.

Intercambios de cuatro ramales ■ Éstos constan de una o más separaciones de niveles de los caminos, con cuatro ramales. Las categorías generales de los intercambios con cuatro ramales incluyen las rampas en un cuadrante, el diamante, el trébol completo, el trébol parcial y los intercambios de conexión semidirecta o directa. Los tréboles parciales incluyen intercambios con rampas en dos o tres cuadrantes.

En general, *los intercambios con rampas en un cuadrante* (Fig. 16.26*c*) se usan en donde se cortan caminos de volumen bajo y la topografía necesita la incorporación de alguna forma de intercambio. Con esos intercambios, se facilita el tráfico que da vuelta mediante el uso de una sola rampa de doble sentido de diseño cercano al mínimo. Como rara vez se usan intercambios en zonas con volumen bajo de tráfico, la aplicación de este tipo de intercambio está algo limitada. Un uso posible de una rampa en sólo un cuadrante es para la intersección de un bulevar escénico y una carretera de dos carriles, estatal o de un condado. Para un medio circundante de ese tipo, la preservación de la topografía existente, la ausencia de tráfico de camiones y el número relativamente pequeño de movimientos para dar vuelta justificarían este tipo de intercambio. Sin embargo, para controlar los movimientos para dar vuelta, deben de colocarse carriles para vuelta a la izquierda en los caminos de lado a lado y se requiere un alto grado de canalización en las terminales y en la franja central.

Intercambios en diamante. Siendo uno de los tipos más comunes de intercambio que se usan, los intercambios en diamante suelen emplearse en donde una carretera con un gran volumen de tráfico cruza una vía que lleva, comparativamente, tráfico ligero o de baja velocidad, pero está separada de ésta por un puente (Figs. 16.26*d* y 16.27). El trazado en diamante es la forma más sencilla de intercambio de todos los movimientos. Los dos caminos se conectan mediante cuatro rampas de un solo sentido que pueden ser rectas o curvas, para adecuarse a la topografía existente y a las condiciones del sitio. Las rampas se conectan con una de las vías formando un ángulo pequeño.

Si las vías llevan volúmenes de tráfico de moderados a grandes, el tráfico de las rampas se puede regular mediante el uso de terminales de rampa controladas por señales. Cuando éste es el caso, es posible que se requiera ensanchar la rampa o la calle que cruza por el área de intercambio, o bien, los dos lugares. Cada terminal de rampa en la vía secundaria se forma con una intersección a nivel, en T o en Y, lo cual permite un movimiento de vuelta hacia la izquierda y uno hacia la derecha. Si el volumen del tráfico es suficientemente grande, se puede dividir la calle que cruza y colocar carriles separados para las vueltas a la izquierda.

Un intercambio en diamante tiene muchas ventajas sobre un trébol parcial (Fig. 16.26*f*). A diferencia de un diseño en trébol, en donde lo normal es que el tráfico disminuya su velocidad al entrar a la rampa, los intercambios en diamante permiten entrar y salir a velocidades relativamente altas. Asimismo, ocupan una banda comparativamente an-

gosta de derecho de vía, la cual puede no ser más que la requerida por la propia carretera.

Intercambios en diamante dividido. Éstos consisten en dos pares de calles paralelas o casi paralelas conectadas por dos pares de rampas (Fig. 16.27). Como se indica en la figura 16.27*a*, en la cual se muestra uno de estos intercambios para calles de doble circulación, no es necesario que las calles sean consecutivas. En la figura 16.27*b* se tiene un ejemplo de un intercambio en diamante dividido para calles de un solo sentido. En el caso ilustrado, se construyeron vías de conexión (extensiones lineales de frente) paralelas a la carretera elevada, entre las calles cruzadas, para mejorar el movimiento del tráfico.

Un intercambio en diamante dividido reduce los conflictos del tráfico, al dar acceso a la misma cantidad de tráfico en cuatro, en lugar de dos, intersecciones de vías cruzadas. Esto tiene el efecto de reducir los movimientos de vuelta a la izquierda en cada intersección, de dos a uno. No obstante, una de las desventajas de este tipo de intercambios es que el tráfico que sale de la carretera elevada no puede regresar al mismo intercambio y continuar en la misma dirección.

Intercambios en trébol. Un intercambio en trébol proporciona conexiones directas para las vueltas a la derecha entre dos vías, pero utiliza rampas en bucle para dar lugar a las vueltas a la izquierda. Un trébol completo (Fig. 16.26*e*) tiene bucles en los cuatro cuadrantes, mientras que un trébol parcial (Fig. 16.26*f*) tiene bucles sólo en dos cuadrantes.

Aun cuando un intercambio en trébol reduce mucho los accidentes al eliminar todas las vueltas a la izquierda, en realidad presenta inconvenientes. Por ejemplo, las altas velocidades y los grandes

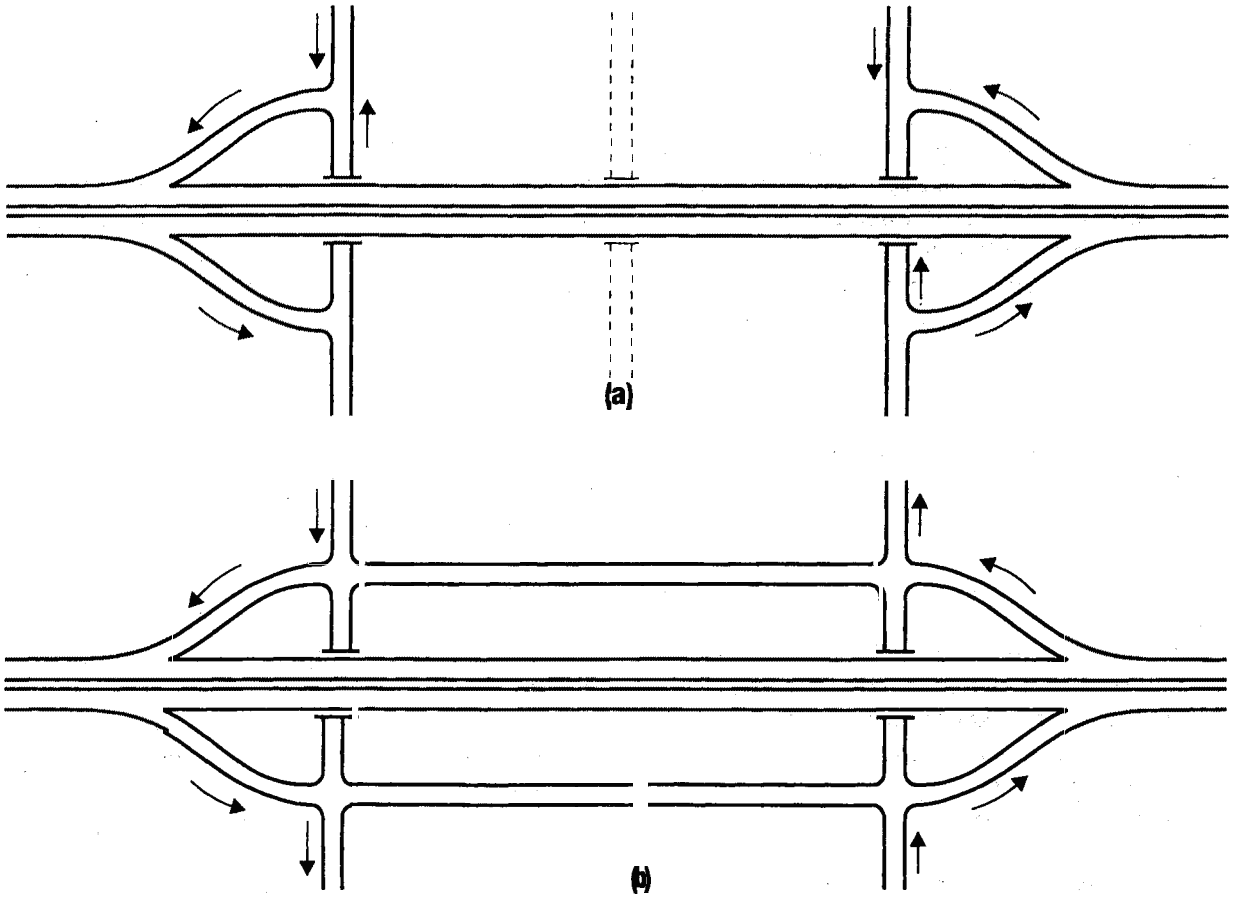


Figura 16.27 Intercambios en diamante dividido: *a*) con calles de doble sentido; *b*) con calles de un solo sentido.

volúmenes de tráfico exigen radios grandes para las rampas en bucle y, por consiguiente, la adquisición de áreas muy grandes de derecho de vía. Esto ha limitado mucho el uso de los tréboles en las regiones urbanas. Incluso un ligero aumento en la velocidad de diseño puede requerir radios significativamente mayores. Por ejemplo, para una velocidad de diseño de 25 mi/h, las normas de diseño exigen un radio del bucle de 150 ft. Un incremento de sólo 5, hasta 30 mi/h; es decir, un aumento del 20%, requiere un radio de 230 ft, un aumento del 53%. Además, el área requerida para el derecho de vía se incrementa en alrededor del 130%.

Otra desventaja de los tréboles es que el tráfico que da vuelta a la izquierda debe recorrer una distancia mayor que, de lo contrario, se requeriría y puede crearse un movimiento significativo de zigzagueo. Por ejemplo, para un bucle diseñado para 20 mi/h y que tiene un radio de 90 ft, la distancia adicional de recorrido que se requiere es de más o menos 600 ft. Como contraste, para un bucle diseñado para 25 mi/h y que tiene un radio de 150 ft, la distancia adicional es muy aproximadamente de 1000 ft, y para 30 mi/h en un bucle con 230 ft de radio, la distancia adicional es de alrededor de 1500 ft. Es más, puesto que el tiempo de recorrido en las rampas varía casi directamente con la longitud de cada una de ellas, el tiempo que se podría ahorrar al aumentar la velocidad se pierde sobre la distancia mayor que debe recorrerse. Además, las maniobras de zigzagueo asociadas con el uso de un trébol para vueltas a la izquierda pueden conducir a una grave interferencia de vehículos y a un retardo correspondiente del tráfico que va de frente, en especial cuando el flujo es mayor que 1000 vehículos por hora.

Ya que rara vez resulta práctico tener en cuenta más de un solo carril en un bucle, se puede esperar que una rampa pueda dar lugar a no más de 800 vehículos por hora. Si no se anticipa tráfico de camiones y la velocidad de diseño para la rampa es de 30 mi/h o más alta, se puede usar una capacidad de diseño de 1200 vehículos por hora. De este modo, el tráfico en las rampas en bucle es una restricción importante y puede limitar la eficacia de un intercambio en trébol.

Disposiciones de rampa en trébol parcial. En un intercambio en trébol parcial se utilizan rampas en bucle en sólo dos o tres cuadrantes. Este tipo de intercambio resulta conveniente cuando la distribución anticipada del tráfico no requiere un trébol completo. Una decisión importante de diseño es la selección de los cuadrantes en los que se deben de colocar las rampas.

La disposición de las rampas en un intercambio de trébol parcial debe de facilitar los movimientos principales de vuelta en las salidas y entradas de vuelta a la derecha y limitar los impedimentos al flujo del tráfico en la carretera principal. Si el tráfico en la carretera principal es mucho mayor que el del camino secundario que la corta, en general, las salidas y entradas de vuelta a la derecha deben de colocarse en aquélla. Sin embargo, ésa es una disposición que requerirá una vuelta a la izquierda directa fuera del camino que cruza.

Intercambios direccionales. Éstos proporcionan conexiones directas o semidirectas entre vías que se cortan. A menudo se prefieren a los intercambios en trébol, los cuales sólo se componen de bucles y, en consecuencia, es posible que no satisfagan las demandas de alta velocidad y de volumen del tráfico de una supercarretera.

Una **conexión directa** es una vía de un solo sentido que no se desvía mucho de la dirección de recorrido que se pretende. Un intercambio en el que se utilizan conexiones directas para todas las vueltas a la izquierda principales se llama intercambio direccional (Fig. 16.26*h*). También puede incorporar bucles para las vueltas a la izquierda secundarias. Suelen usarse los bucles en conjunción con las conexiones directas en zonas rurales en donde no se puedan justificar conexiones directas en todos los cuadrantes.

Una **conexión semidirecta** es una vía de un solo sentido que se desvía de la dirección de recorrido que se pretende, pero es más directa que un bucle convencional (Fig. 16.26*g*). Por lo tanto, un intercambio semidireccional es semejante a uno direccional, excepto en que se utilizan conexiones semidirectas para dar lugar a las vueltas principales a la izquierda.

Por lo común, los intercambios direccionales requieren varias separaciones de niveles. En la figura 16.26*h* se muestra un intercambio direccional con una estructura de cuatro niveles.

En general, los intercambios direccionales se diseñan para absorber muchas condiciones específicas del sitio, incluyendo la topografía, la configuración geométrica y las demandas del tráfico. El diseño de cada una de las rampas debe de satisfacer las

normas aceptadas para la curvatura, los anchos del pavimento, la longitud de las secciones de zigzagueo y los criterios de diseño de la entrada y la salida.

16.26.3 Selección de los intercambios

El tipo de intercambio que se seleccione es aquel que mejor satisfaga las necesidades del sitio y proporcione eficiencia y seguridad de operación, así como una adecuada capacidad para los volúmenes anticipados de tráfico y los patrones para dar vuelta. Resulta recomendable elegir el tipo de intercambio antes de la selección de la ruta final. Esto permite una determinación de que el tipo de intercambio seleccionado se puede desarrollar adecuadamente.

En general, los intercambios caen en dos categorías básicas: intercambios de sistema e intercambios de servicio. La primera incluye los intercambios que conectan una autopista con otra. Como contraste, los de servicio conectan una autopista con un camino de una clasificación menor. En un medio ambiente rural, la demanda de servicio es un aspecto principal.

Cuando las vías que se cortan son autopistas, pueden resultar ventajosos los intercambios en todas direcciones, para dar facilidades a los altos volúmenes para dar vueltas. Cuando sólo son elevados algunos volúmenes para dar vuelta, puede probar que sea ventajosa una combinación de rampas direccionales, semidireccionales y en bucle. Sin embargo, cuando se usan intercambios direccionales o semidireccionales en conjunción con bucles, se deben de evitar las secciones con zigzagueo.

Un intercambio en trébol es el tipo mínimo que se tiene que usar en la intersección de dos carreteras, en la que las dos tienen control parcial o pleno de acceso. Los tréboles también son ventajosos para las intersecciones en donde están prohibidas vueltas a la izquierda a nivel. En donde se cortan una carretera importante y un camino secundario, es apropiada una intersección en diamante. Puede ser recomendable un trébol parcial en aquellos casos en los que los volúmenes de tráfico o las condiciones del sitio no garantizan o no permiten el empleo de un intercambio en trébol completo.

En las zonas urbanas, los intercambios para las carreteras se deben de seleccionar en relación con todo el sistema, en lugar de para cada una de ellas. Ya que, en los medios urbanos, los intercambios suelen espaciarse muy cercanos, un intercambio puede influir en la selección y el diseño del precedente y del subsiguiente. Por ejemplo, es posible que se requieran carriles adicionales para satisfacer las necesidades de capacidad, zigzagueo y equilibrio entre los carriles.

Una regla empírica general es que, en las zonas urbanas, se debe de utilizar un espaciamiento mínimo de 1 mi entre intercambios; pero se puede usar un espaciamiento menor si se colocan rampas de niveles separados o se añaden caminos colectores-distribuidores. En las regiones rurales se debe de usar un espaciamiento mínimo de 2 mi.

16.26.4 Rampas en los intercambios

Una rampa es una vía que conecta dos o más ramales de un intercambio y se usa para el tráfico que da vuelta (Fig. 16.28). Los elementos principales de una rampa son una vía de conexión y una terminal en cada extremo. Típicamente, el perfil de la vía de conexión es inclinado y la alineación horizontal se curva. En general, los criterios de diseño para las alineaciones horizontal y vertical de las rampas son menos restrictivos que los de las carreteras que se cortan pero, a veces, los criterios de diseño son los mismos.

En el diseño de una rampa, el diseñador tiene que equilibrar varios factores. Por ejemplo, considerar la topografía y los costos del derecho de vía, los cuales influyen en la selección y el diseño de la rampa. Para conservar terreno, es posible que sea necesario ubicar la rampa tan cerca de la carretera que debe de construirse un muro de retención. Entonces, tiene que equilibrarse el costo del muro contra el costo de adquisición de derecho adicional de vía para eliminar la necesidad de ese muro.

El tipo de rampa que se use depende del tipo de intercambio. Por ejemplo, en un intercambio en trompeta, se utiliza un bucle, una rampa semidireccional y dos rampas rectas, direccionales o en diagonal (Figs. 16.26*a* y 16.28). Por lo común, una rampa es una vía de un solo sentido. Algunas rampas, como una en diagonal, son de un solo sentido, pero permiten tanto vueltas a la izquierda como a la derecha en una de las terminales que esté en un camino secundario que corte.

Velocidades de diseño para las rampas

■ En general, la velocidad de diseño para una rampa debe de ser más o menos la misma que la de la

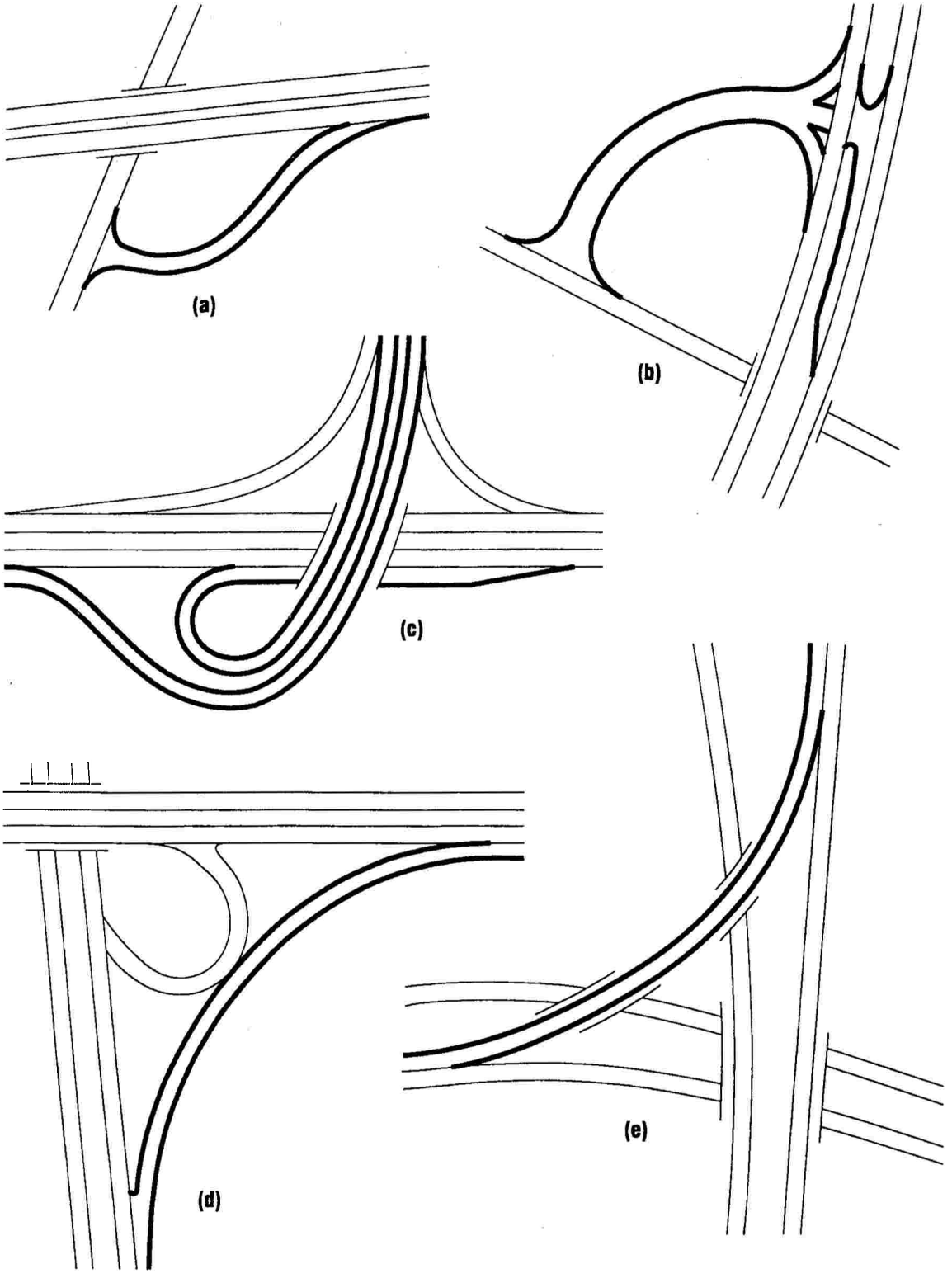


Figura 16.28 Tipos de rampas: *a*) en diagonal; *b*) en un cuadrante; *c*) en bucle y semidirecta; *d*) conexión exterior; *e*) direccional.

carretera que corta con el volumen menor de tráfico. Aunque puede ser necesario que las velocidades en las rampas sean más bajas, la velocidad de diseño que se use para la rampa no debe ser menor que los valores presentados en la tabla 16.9. En la tabla se tiene una lista, como guía, de las velocidades de diseño en las rampas que se deben usar con diversas velocidades de diseño para las carreteras.

Cuando una rampa conecta una carretera de alta velocidad con un camino secundario o una calle de una ciudad, deben de tomarse providencias para una reducción considerable en la velocidad para el tráfico que sale de aquélla. Se puede realizar una reducción inicial en la velocidad mediante el uso de un carril para desaceleración, en la carretera principal. Para lograr que continúe la desaceleración en la rampa, los radios de las curvas de esta última deben de reducirse en etapas. En la terminal de la rampa, en el camino secundario, es posible que sea necesaria la colocación de un letrero o de una señalización para que los vehículos se detengan o disminuyan su velocidad.

Curvatura de la rampa ■ Los principios que rigen la curvatura norizontal (sección 16.13) también son aplicables al diseño de las rampas para intercambio. Por ejemplo, a menudo resulta benéfico el uso de curvas compuestas y de espirales, en la adaptación de una rampa a las condiciones específicas del sitio y proporcionar una trayectoria natural para los vehículos. Los bucles, excepto en sus terminales, pueden componerse de arcos circulares o de alguna otra curva que se forme con transiciones en espiral.

Distancia de visión en las rampas ■ La seguridad exige que se tomen providencias para tener una distancia adecuada de visión a lo largo de las rampas y en las terminales de éstas. La distancia de visión a lo largo de las rampas debe de ser por lo menos tan larga como la distancia segura de visión para detención. Sin embargo, no se requiere distancia de visión para pasar.

En las terminales de las rampas, debe de darse una visión clara de toda la terminal de salida. La nariz de la salida y una sección del pavimento de la rampa más allá del terreno triangular, el área corriente abajo desde los puntos de intersección con el paramento, deben de ser visibles con claridad.

Curvas verticales en las rampas ■ En general, el declive de una rampa debe de ser tan plano como sea práctico, para limitar la cantidad de esfuerzo de conducción necesario para pasar de un camino al otro. Por lo común, el perfil de una rampa se semeja a la letra S. Consta de una curva en trampolín en el extremo inferior y una en cresta en el extremo superior. Sin embargo, cuando una rampa va sobre otra vía, o debajo de ella, pueden requerirse curvas verticales adicionales.

Terminal de una rampa ■ Ésta es una parte de una rampa que colinda con el camino recorrido completo. La terminal incluye carriles para cambio de velocidad, ahusamientos e islas. La terminal de una rampa puede ser de un tipo a nivel, como en el caso de un intercambio en diamante, o de un tipo de flujo libre que permita que el tráfico de la propia rampa se combine con el de alta velocidad que va de frente o se separe de él. Para la del tipo libre, la intersección con el tráfico que va de frente se debe de hacer formando un ángulo relativamente pequeño. El número de carriles en la rampa, en la terminal, y su configuración también influyen en el tipo de

TABLA 16.9 Velocidades máximas de diseño sugeridas para las rampas, mi/h, basadas en las velocidades de diseño de las carreteras conectadas*

Velocidad de diseño para la rampa, mi/h	Velocidad de diseño para la carretera, mi/h					
	30	40	50	60	65	70
Rango superior (85%)	25	35	45	50	55	60
Rango medio (70%)	20	30	35	45	45	50
Rango inferior (50%)	15	20	25	30	30	35

*Adaptado de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association ofState Highway and Transportation Officials.

esa terminal que se debe usar, así como en su diseño asociado.

Control del tráfico y provisiones de seguridad

Para diseñar vías que sean seguras y eficientes en el manejo del flujo del tráfico, los ingenieros de caminos deben de estar familiarizados con las características básicas no sólo de los caminos, sino también de los conductores y de los vehículos. Además, estos ingenieros deben de tener conocimientos acerca de los accidentes relacionados con carreteras y de los medios para evitarlos. Para reducir el número de accidentes en carretera, se necesita un enfoque múltiple, incluyendo mejoras en la capacitación y educación de los conductores y peatones, la aplicación de la ley, el diseño de los vehículos y de las propias carreteras. Un porcentaje muy elevado de los accidentes en carreteras son resultado de errores de los conductores, a menudo asociados con violaciones a la ley. Empero, un buen diseño de una carretera puede ayudar a prevenir los accidentes. Las estadísticas indican que la frecuencia relativa de los accidentes asociados con movimientos o maniobras de los vehículos depende en gran parte del tipo de carretera y, en particular, de varias características de diseño que se pretende prevengan los conflictos de tráfico. En las secciones precedentes, se analizan muchas características que resultan ventajosas en la prevención de accidentes. En las que siguen, se analizan otras características, como los dispositivos para control del tráfico y el alumbrado de las carreteras.

16.27 Dispositivos para control del tráfico

Éstos se colocan para el movimiento seguro y ordenado del tráfico en una carretera, al ofrecer guía e información acerca del rumbo, situación y posición de los conductores. Por lo común, los dispositivos para control del tráfico que se usan son señales y letreros que exhiben advertencias reguladoras e información acerca de la ruta. Otras formas incluyen marcas y delineadores en el pavimento.

Un dispositivo eficaz para control del tráfico debe de llamar la atención, dar un mensaje claro y sencillo, adquirir el respeto de los conductores y dar el tiempo adecuado para que estos últimos respondan. Los dispositivos para control del tráfico deben de ser uniformes, tratando las situaciones similares de la misma manera. El uso coherente de los símbolos y la ubicación de los letreros y otros dispositivos para control del tráfico ayuda a dar un tiempo suficiente de respuesta a los conductores para reaccionar a los mensajes del tráfico.

16.27.1 Letreros de tráfico

En general, los letreros de tráfico se pueden clasificar como reguladores, de advertencia o de guía. Los letreros reguladores se usan para indicar el método requerido de movimiento del tráfico. Ejemplos de letreros reguladores incluyen los de ALTO y CEDA EL PASO que se usan en las vías que se cortan para establecer el derecho de movimiento de frente. Los letreros de advertencia, como ZONA DE CAÍDA DE ROCAS, se usan para indicar condiciones potencialmente peligrosas. Se usan letreros de mensaje variable con control remoto o sensores automáticos, entre otros fines, para dar advertencias de emergencia. Se usan letreros de guía, como los de salida de una autopista, para dirigir el tráfico a lo largo de una ruta hacia un destino.

La colocación y el diseño de los letreros deben de ser parte integral del diseño de una carretera, en especial en la preparación de la configuración geométrica de ésta. Ese procedimiento ayudará a garantizar que se minimizarán o eliminarán las condiciones adversas futuras de operación.

Típicamente, los letreros se fabrican con materiales reflectores de la luz. En zonas de tráfico alto y en zonas de construcción, frecuentemente se usan letreros iluminados.

16.27.2 Delineadores

Éstos son reflectores que se usan para guiar el tráfico, especialmente en la noche. Se pueden montar arriba del piso o fijarse al pavimento. En este último caso, los delineadores pueden actuar como un complemento de las marcas convencionales en el pavimento, o bien, reemplazar estas últimas (subsección 16.27.3) y se conocen como delineadores elevados en el pavimento. Debido a que quedan sujetos a ser desarraigados por parte de las palas de las barredoras de nieve, el uso de este tipo de deli-

neador como un marcador permanente predomina más en los lugares con clima cálido que en los fríos. Sin embargo, los delineadores elevados en el pavimento son de uso común en cualquier medio ambiente, como marcadores de zonas de construcción para delinear carriles temporales de circulación.

Cuando se montan en un poste, los delineadores suelen ser reflectores fabricados de plástico o vidrio con facetas. Estas unidades se instalan a alturas y espaciamientos específicos para delinear la alineación horizontal, por lo común en regiones en donde los cambios de alineación pueden ser confusos o estar mal definidos. Los delineadores en los intercambios suelen tener un color diferente y estar montados en forma múltiple, para diferenciar la zona del intercambio de la propia vía.

16.27.3 Marcas en el pavimento

Las marcas en el pavimento son marcadores que están sobre la superficie de la vía y que se usan para regular y guiar el movimiento del tráfico en una manera segura, ordenada y eficiente. Las formas de las marcas en el pavimento incluyen rayas de líneas centrales, líneas de carriles, barreras de prohibición del paso y franjas en los bordes. La pintura es el método más común de aplicación de marcas en el pavimento. Una alternativa la constituyen las franjas de plástico fijadas al pavimento con un adhesivo. Este método se usa a menudo para marcar carriles temporales. Para que las marcas en el pavimento satisfagan las funciones que se pretende de ellas, deben de ser visibles y, para ello, deben mantenerse apropiadamente, limpiándolas y renovándolas cuando se requiera.

16.27.4 Señales de tráfico

Las señales de tráfico se usan para asignar el derecho de vía en las intersecciones y, en consecuencia, controlar el flujo de tráfico de vehículos y de peatones. También se pueden usar señales para hacer resaltar un lugar peligroso, complementar los letreros convencionales y proporcionar control en los cruces a nivel de vías de ferrocarril y carreteras.

Se usan mucho los semáforos con los colores rojo, amarillo (ámbar) y verde. Dependiendo del tipo de intersección, las presentaciones pueden tener una configuración circular o de flecha. Se debe tener cuidado en la colocación de las señales de tráfico para garantizar la visibilidad, satisfacer las necesidades de los peatones y efectuar la integración de las señales con la configuración geométrica del camino. El diseño de un sistema de señales de tráfico también debe detener en cuenta la expansión futura.

Las señales de tráfico pueden funcionar según un tiempo programado, ser accionadas por el tráfico o activadas por los peatones. Las señales en un tiempo programado operan según una secuencia predeterminada, coherente y repetida con regularidad. En los controles accionados por el tráfico se utiliza alguna forma de detector de los vehículos y los peatones que dispara la señal para permitir los movimientos asignados. Los usos típicos de las señales accionadas por el tráfico son para controlar las vueltas a la izquierda y el flujo de tráfico de los caminos laterales, movimientos que no son permitidos hasta que un vehículo dispara, o acciona, un detector con retardo. Las señales accionadas por los peatones permiten el movimiento normal de los vehículos hasta que un peatón oprime un botón que cambia el semáforo, deteniendo el tráfico y dejando que el peatón cruce con seguridad.

Sistemas de señales ■ Éstos se usan para coordinar el movimiento de tráfico a través de intersecciones en las carreteras principales ubicadas en las ciudades y pueblos grandes y en las aproximaciones a éstos. En los sistemas de señales, un controlador maestro vuelve a sincronizar diversos controladores de señales en las intersecciones para reducir la inconveniencia y los retrasos que se producen por el control independiente de las señales de tráfico en las ciudades y los pueblos grandes.

16.27.5 Pavimento colorado

Otro método de delinear secciones del pavimento para guiar y regular el tráfico es colorear secciones del pavimento, como los acotamientos (sección 16.5). Para que el pavimento colorado sirva con éxito como un dispositivo para control del tráfico, se le debe de dar un contraste significativo con respecto a las áreas pavimentadas adjuntas.

16.27.6 Control en las rampas

A veces es necesario controlar la entrada de vehículos a las carreteras de acceso limitado desde las

rampas. Esto se puede lograr de varias maneras. Una de ellas es cerrar las rampas. Esto trae consigo la desviación completa del tráfico de la rampa. Otra manera es aplicar una dosificación a la rampa. Esto requiere que los conductores se detengan y esperen, antes de entrar a la carretera, cuando debe restringirse el tráfico de la rampa. Una alternativa es el control de la integración, en el cual se emplea un sistema de dosificación de la rampa que detiene los vehículos en la terminal de ésta, cuando se tiene un tráfico estable en la carretera, y lo libera, cuando el sistema detecta un intervalo en ese tráfico.

16.27.7 Sistemas de vigilancia y control del tráfico

En éstos se utiliza video y el equipo relacionado para monitorear manualmente el tráfico. El objetivo es hacer que el tráfico fluya de manera tan ordenada y eficiente como sea posible. Los sistemas de vigilancia y control del tráfico pueden variar desde tipos limitados en los que se usan detectores convencionales, hasta sistemas elaborados en los que se emplean circuitos cerrados de detección de vehículos, helicópteros y equipo de video.

La meta de los sistemas de vigilancia y control del tráfico es proporcionar, desde lugares remotos, observación de los movimientos del tráfico y permitir la identificación inmediata de las demandas de servicio. Estos sistemas también pueden desempeñar un papel inestimable en la promoción de la seguridad en las carreteras, el facilitar el reconocimiento inmediato de las emergencias. En esas situaciones, los controladores pueden notificar con prontitud a las autoridades apropiadas, quienes pueden tomar las acciones adecuadas para mandar ayuda hacia la escena. Los controladores también pueden iniciar la administración del flujo del tráfico mediante el uso de letreros con mensajes variables (subsección 16.27.1).

16.28 Sistemas de caminos para vehículos inteligentes

Un intento importante de la Intermodal Surface Transportation Efficiency Act (ISTEA, Ley sobre Eficiencia del Transporte Superficial Intermodal) de 1991 es fomentar la investigación y el desarrollo para establecer una interfaz entre las carreteras y otras formas de transporte, incluyendo ferrocarriles, aviación, navegación acuática y tránsito masivo. Un componente clave de la ISTEA es que hace hincapié en la innovación y en nuevas tecnologías, como los sistemas de caminos para vehículos inteligentes (IVHS), así como los sistemas de levitación magnética (MAGLEV) para las vías férreas.

Un IVHS es una colección de sistemas que se dirigen a diversos objetivos diferentes. Algunos elementos de un IVHS, como los letreros con mensajes variables, son un lugar común. Incluso otros, como las visualizaciones en los vehículos y las pantallas de información para el conductor, se están adoptando gradualmente.

16.28.1 Sistemas avanzados de administración del tráfico (ATMS)

Éste es un componente de un IVHS que tiene la capacidad de detectar accidentes, trabajos de construcción y otras causas de desviación y congestión del tráfico. Los ATMS también pueden ofrecer vías alternas para los vehículos, en un esfuerzo por dispersar la congestión y dar lugar al uso óptimo del sistema abierto de caminos.

En esencia, un ATMS es una forma de sistema de vigilancia y control del tráfico (subsección 16.27.7). Dos aspectos importantes de un ATMS son el tipo y la localización del equipo de detección que se usan para identificar los puntos de incidentes. Un ATMS requiere detectores robustos para suministrar la información necesaria. En los IVHS, a menudo se usan detectores de circuito cerrado ya que, en general, son menos costosos y más confiables que el procesamiento de imágenes de video del que actualmente se dispone. Sin embargo, los detectores de circuito cerrado por sí solos no suministran toda la información necesaria para la administración apropiada de la congestión de tráfico. Es necesario complementarlos con otras tecnologías, como la televisión de circuito cerrado (CCTV, *closed-circuit television*), la cual puede dar información más específica referente a los incidentes al personal ubicado en un centro de control. Por lo común, la implementación de CCTV se restringe a las carreteras principales y a puntos en los que se forman cuellos de botella en las vías secundarias.

16.28.2 Sistemas avanzados de información para el viajero (ATIS)

Éstos son componentes de un IVHS que dan información de navegación en el vehículo y datos de tiempo real referentes a la localización de conflictos de tráfico, potenciales o existentes, a los conductores. Un ATIS también puede sugerir rutas alternativas de recorrido.

16.28.3 Sistemas avanzados de control de vehículos (AVCS)

Éstos son componentes de un IVHS que están diseñados para advertir anticipadamente a los conductores acerca de colisiones potenciales con otros vehículos. Un AVCS es capaz de frenar automáticamente vehículos, si una colisión es inminente, o de dirigir los vehículos para alejarlos de una colisión potencial.

16.28.4 Operación de vehículos comerciales (CVO)

Éstos son componentes de un IVHS que monitorea los movimientos de camiones, autobuses, camionetas, taxis y vehículos de emergencia. El seguimiento del movimiento de vehículos comerciales proporciona muchos beneficios. Uno de ellos es que un CVO facilita la automatización del cobro de peajes, lo que ayuda mucho al reducir la congestión en las instalaciones de estos cobros. Otro beneficio es la capacidad de seguir los movimientos de material peligroso y de los vehículos grandes que sobrepasan las limitaciones legales de carga de los camiones.

16.28.5 Sistemas avanzados de transporte público (APTS)

Además de beneficiar a los usuarios de las carreteras, un IVHS también está diseñado para beneficiar a los usuarios del tránsito masivo o de vehículos de alta ocupación (HOV) a través de la incorporación de un sistema avanzado de transporte público. Un HOV puede ser un autobús, una camioneta con más de un pasajero o un grupo de automóviles para uso común. Las metas de un APTS son reducir los costos de operación para los sistemas de tránsito y fomentar el uso de estos sistemas al lograr una mayor eficiencia. Un APTS permite a los viajeros en tránsito pagar con anticipación las cuotas y recibir como comprobante del pago una tarjeta *inteligente* que se puede usar para dar acceso a vehículos en tránsito.

16.29 Alumbrado de carreteras

La iluminación nocturna de una carretera es muy importante en el fomento de la seguridad y la eficiencia de operación. No obstante, como con cualquier anexo para la carretera, existe un costo asociado que debe de equilibrarse contra la mejora que se ofrece.

En general, el alumbrado se usa de manera más extensa en las carreteras urbanas que en las rurales. Además de lograrse una seguridad adicional para la carretera, el alumbrado, en los ambientes urbanos dan más seguridad a los peatones. En general, en las zonas rurales, el alumbrado se aplica en las zonas críticas, como los intercambios, las intersecciones, los cruces de ferrocarril a nivel, los puentes angostos o largos, los túneles, las curvas pronunciadas y las zonas en donde resulta preocupante la interferencia en el lado del camino.

Una instalación típica de alumbrado para carretera consta de un poste de aluminio o de acero en cuya parte superior se monta una luminaria (Fig. 16.29). Este artefacto de alumbrado comprende una lámpara, su alojamiento y una lente.

Como los otros elementos que se colocan en el lado del camino, los postes del alumbrado son susceptibles de recibir el impacto de vehículos y, por lo tanto, deben de colocarse fuera de la zona libre de la vía. Si no es posible, o no resulta práctico ubicar los postes en una zona *segura*, deben de equiparse con alguna forma característica de atenuación de impactos. Para este fin se pueden usar postes de rompimiento. Deben de instalarse a lo largo de trechos de la vía en donde los vehículos deben de circular a velocidades relativamente bajas, a las cuales el daño que uno de esos vehículos produciría al chocar contra un poste no sea severo. Sin embargo, no deben de usarse postes de rompimiento en regiones intensamente desarrolladas, en donde se tiene la posibilidad de que un poste contra el que se haya chocado dañe los edificios adyacentes o a los peatones.

También debe de evitarse la instalación de postes en el lado exterior de las curvas, debido a que, en

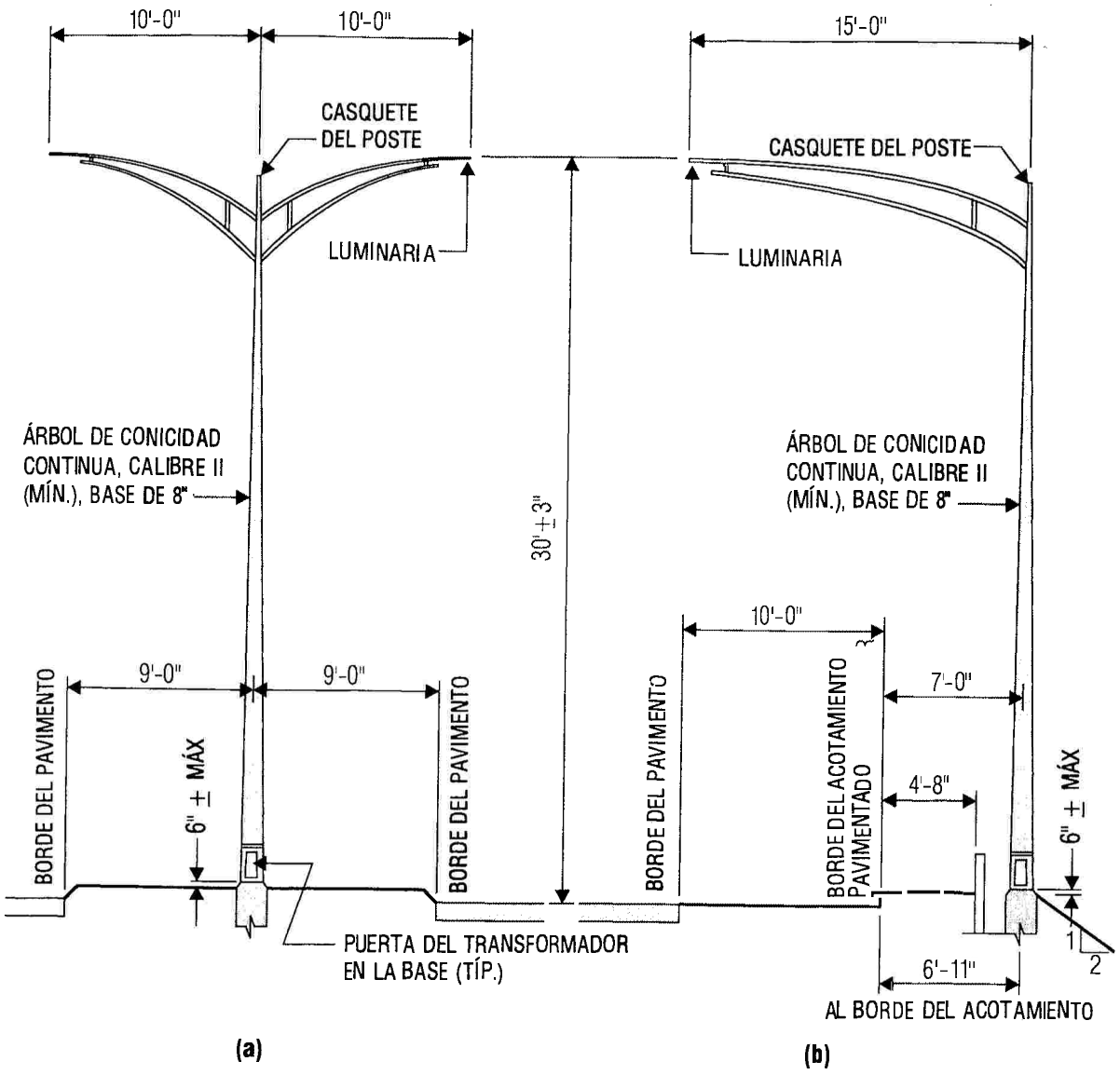


Figura 16.29 Instalación de alumbrado para carretera con luminarias montadas en postes altos.

ese lugar, existe la posibilidad de recibir el impacto de algún vehículo. Si se colocan postes detrás de barreras longitudinales para el tráfico, deben de quedar separados de ellas para dejar lugar a la deformación de ese tipo de barreras si se choca contra ellas.

Cuando se instalan para una carretera dividida, los postes de alumbrado deben de colocarse en la franja central (Fig. 16.29*a*), o bien, al lado derecho de la vía (Fig. 16.29*b*). Para los carriles de alta velocidad, en general es preferible colocar los postes, equipados con brazos duales, en la franja central ya que, por lo común, el costo es menor y la iluminación que se suministra, mayor, que para los postes al lado derecho de la carretera. Las instalaciones elevadas de alumbrado, como las que se ilustran en la figura 16.29, suelen extenderse 30 ft arriba de la rasante y equiparse con lámparas de vapor de mercurio.

Para los intercambios, los círculos de tráfico y las áreas de las plazas de cobro de peaje, se usa otra forma de alumbrado, conocida como alumbrado de mástil alto. En este caso, las luminarias se montan en postes cónicos de acero o en torres triangulares de acero cuya altura varía entre 50 y 150 ft. Las luminarias se pueden bajar hasta menos de 3 ft del

piso, para su inspección y mantenimiento periódicos. Para facilitar todavía más el mantenimiento, los cables para elevar y los eléctricos se pueden reemplazar al nivel del suelo, en donde se hacen las conexiones eléctricas. Las lámparas suelen ser de vapor de mercurio, de haluro metálico o de vapor de sodio a alta presión, de 1000 W.

Incluso si, inicialmente, en el diseño de una carretera no se especifica su alumbrado, al menos deben de considerarse las medidas para la instalación futura de ese alumbrado. Si en el futuro, se requiriera el alumbrado, su instalación se facilitará mucho por la colocación de los conductos necesarios, debajo de los pavimentos y de las guarniciones, durante la construcción de la carretera.

(*An Informational Guide for Roadway Lighting*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C.)

Mantenimiento y rehabilitación de los caminos

El mantenimiento y la rehabilitación de los caminos son actividades progresivas, críticas para prolongar la duración de esos caminos. Los métodos para realizar estas tareas varían de región a región y dependen del tipo de pavimento.

16.30 Mantenimiento de los pavimentos de asfalto

El deterioro de un pavimento de asfalto se evidencia por la distorsión y diversas formas de agrietamiento.

16.30.1 Distorsiones de los pavimentos de asfalto

Una distorsión es un cambio de un pavimento respecto de su forma original. Los pavimentos de asfalto pueden adolecer de diversas distorsiones que pueden causar agrietamiento y otras condiciones adversas. Las formas principales de distorsiones del pavimento son la canalización (surcos), corrugaciones, desplazamiento, depresiones y levantamiento.

La **canalización** es una depresión muy larga que se forma en las huellas de las ruedas. La **corrugación** (ondulaciones) es el movimiento plástico de una superficie de asfalto que causa la formación de ondas de uno a otro lado del pavimento. El **desplazamiento** es el movimiento que da por resultado una comba localizada en el pavimento. El **levantamiento** es el desplazamiento localizado hacia arriba de un pavimento desarrollado por el hinchamiento de la subrasante o de otra parte de la estructura del pavimento.

16.30.2 Agrietamiento de los pavimentos de asfalto

Éste tiene muchas causas y toma diversas formas, como agrietamiento de lagarto, en el borde, en la junta, por reflexión, por desprendimiento, transversal, longitudinal y diagonal.

Agrietamiento de lagarto ■ Las grietas que dan lugar a pequeñas formas rectangulares que se entrelazan y que tiene la apariencia de la piel de un lagarto reciben el nombre, por esta razón, de grietas de lagarto. Éstas suelen iniciarse por la falla de una base granular no tratada, o bien, por una capa suave de la subrasante. Frecuentemente se presentan esas condiciones por la saturación excesiva de la base o la subrasante del pavimento.

En general, el mantenimiento comprende la remoción de todo el material húmedo y la colocación de un parche con asfalto de mezcla caliente a profundidad completa. Para prevenir la ocurrencia futura del agrietamiento de lagarto, deben de instalarse nuevas instalaciones de drenaje o mejorarse las ya existentes (secciones 16.16 y 16.17).

Agrietamiento en el borde ■ Localizado en los bordes de los pavimentos, o cerca de ellos, el agrietamiento en el borde se extiende longitudinalmente, casi paralelo a la línea central de la vía. Este tipo de agrietamiento puede venir acompañado por grietas transversales, casi perpendiculares a esa línea central. Las causas del agrietamiento en el borde incluyen el asentamiento del pavimento, el apoyo inadecuado de ese pavimento, un drenaje inadecuado y levantamiento por congelación.

La reparación de las grietas en los bordes requiere que se rellenen esas grietas con pasta aguada de emulsión de asfalto o asfalto rebajado y mezclado con arena. Si se ha presentado asentamiento, es posible que sea necesario llevar la superficie de la

vía hasta la rasante, usando parches de asfalto de mezcla caliente.

Agrietamiento en la junta ■ Esto ocurre en la interfaz entre un pavimento y el acotamiento adyacente. El agrietamiento en la junta se puede iniciar por cargas de deformación debidas a la expansión y contracción térmicas o la humectación y secado alternos. También puede ser causado por la intrusión de agua como resultado de un drenaje inadecuado.

Una grieta entre dos carriles adyacentes pavimentados se conoce como **grieta en la junta de carriles**. Suele ser causada por la liga inadecuada o una mala costura entre las secciones adyacentes del pavimento.

La reparación de grietas en las juntas requiere que se rellenen estas grietas con una pasta aguada de emulsión de asfalto. Además, deben de corregirse las malas condiciones de drenaje.

Agrietamiento por reflexión ■ Ésta es una grieta que se forma en una capa superpuesta de asfalto y que refleja el patrón de la superficie del pavimento subyacente. El agrietamiento por reflexión se puede inducir por movimientos horizontales o verticales en el pavimento, debajo de la capa superpuesta. En general, estos movimientos son causados por las cargas del tráfico, el movimiento de la tierra o la temperatura. Las grietas por reflexión suelen presentarse en las capas superpuestas de asfalto colocadas en la parte superior de una base de concreto de cemento portland o tratada con cemento.

Las grietas de menos de ⅛ in de ancho se pueden ignorar, o bien, si es preocupante la intrusión de agua, rellenarse con asfalto emulsificado o rebajado cubierto con arena. Las grietas de más de ¼ in deben de rellenarse con una pasta aguada de emulsión de asfalto, o bien, con un asfalto rebajado de baja calidad y arena fina.

Agrietamiento por contracción ■ Éste se manifiesta por grietas interconectadas que crean una serie de bloques grandes con esquinas o ángulos bien marcados. Las grietas por contracción suelen asociarse con un cambio de volumen en la mezcla del asfalto del pavimento, en la base o en la subrasante. También se pueden producir por el envejecimiento del pavimento. La exposición constante de los materiales del pavimento a la expansión y contracción térmicas puede causar que esos materiales pierdan algo de su elasticidad o resiliencia y dar origen a las grietas por contracción.

Agrietamiento por desprendimiento ■ Éstas son grietas de conformación creciente que se generan por fuerzas horizontales inducidas por el tráfico. Las grietas por desprendimiento son causadas por la liga insuficiente entre la capa superficial y la subyacente. El polvo, la suciedad y el aceite encima de la capa subyacente durante la colocación de la capa superficial pueden contribuir a esta falta de liga. Asimismo, la falta de colocación de una capa ligante durante la construcción puede conducir a la formación de grietas por desprendimiento.

Este tipo de agrietamiento se repara al quitar la capa superficial alrededor de la grieta hasta llegar a los lugares en donde se tiene una liga adecuada. Entonces se parcha el área de la cual se quitó la capa superficial con un asfalto de mezcla caliente.

(*The Asphalt Handbook*, The Asphalt Institute, College Park, MD. Véase también la sección 16.32.)

16.31 Mantenimiento de los pavimentos de concreto de cemento portland

El deterioro de un pavimento de concreto de cemento portland (PCC, *cement-concrete pavement*) se manifiesta por la distorsión y diversas formas de agrietamiento. Como consecuencia, gran parte del trabajo de mantenimiento se refiere a llenar las grietas y las juntas de expansión. Con este fin, a menudo se usa asfalto. Éste es apropiado para sellar juntas y grietas, rellenar cavidades pequeñas y elevar las losas hundidas. Una alternativa de mayor alcance en el mantenimiento de los pavimentos PCC es cubrir el pavimento deteriorado con una capa delgada de asfalto (capa sobrepuesta).

16.31.1 Distorsiones de los pavimentos PCC

Las formas principales de distorsión en los pavimentos PCC son las fallas y el bombeo. Una falla es una diferencia física en la elevación entre dos losas localizada en una junta o una grieta. El bombeo es el movimiento hacia arriba y hacia abajo de una losa bajo las cargas del tráfico. Éste puede ocurrir cuan-

do los pavimentos se sobreponen a arena, arcilla o cieno muy húmedos. Típicamente, el bombeo se lleva a efecto en las juntas transversales y longitudinales, así como en las grietas en los bordes. Se puede corregir al insertar asfalto o *grout* de cemento portland debajo de la losa, así como mejorando el drenaje.

16.31.2 Agrietamiento de los pavimentos PCC

Éste tiene muchas causas y toma diversas formas, como agrietamiento transversal, longitudinal y diagonal.

Agrietamiento transversal ■ Extendiéndose aproximadamente perpendicular a la línea central del pavimento, el agrietamiento transversal puede ser causado por sobrecarga del pavimento, bombeo de las losas, falla de una cimentación blanda, juntas congeladas, falta de juntas, juntas excesivamente poco profundas o contracción del concreto. La reparación suele requerir la limpieza de las grietas de todo el material suelto mediante perfilado, aire comprimido o chorro de arena y, a continuación, rellenarlas con sellador de asfalto con caucho. A las grietas generadas por bombeo se les debe colocar un sellado inferior de asfalto.

Agrietamiento longitudinal ■ Éste se extiende aproximadamente paralelo a la línea central del pavimento. El agrietamiento longitudinal puede ser causado por la contracción del concreto, especialmente en los pavimentos anchos sin junta longitudinal. Otras condiciones que pueden crear el agrietamiento longitudinal son el bombeo o una subbase o subrasante expansivas.

La reparación de las grietas longitudinales en los pavimentos PCC es la misma que la aplicada para el agrietamiento transversal. Para las grietas inducidas por bombeo, se puede usar un asfalto de punto elevado de ablandamiento para rellenar los vacíos debajo de la losa del pavimento.

Agrietamiento diagonal ■ Estas grietas corren diagonalmente a la línea central del pavimento. Son inducidas por las cargas del tráfico en un extremo no soportado de la losa del pavimento.

La reparación de las grietas es semejante a la descrita para el agrietamiento transversal y el longitudinal. Como este agrietamiento puede estar constituido por grietas del tipo de bombeo, se puede colocar un sello inferior de asfalto a la losa y hacerlo seguir por el relleno de la grieta con un compuesto sellador de asfalto con caucho.

Véase también la sección 16.32.

16.32 Sistemas de administración del pavimento (PMS)

La exposición constante a los elementos, combinada con el desgaste y el desgarramiento producidos por el tráfico, hace que las carreteras sean extremadamente propensas al deterioro. Como resultado, deben de repararse o de reemplazarse, si deben de dar el servicio que se pretende. Sin embargo, el mantenimiento y la rehabilitación de los caminos no se limitan sólo a la aplicación de las medidas correctivas descritas en las secciones 16.30 y 16.31.

Las responsables del mantenimiento de tramos inmensos de caminos y las instalaciones adicionales asociadas, las oficinas gubernamentales de transporte, con frecuencia tienen que decidir cuáles secciones de carreteras necesitan una atención inmediata y cuáles pueden diferirse. Diversos factores influyen en esta decisión y el diseño de la carretera sólo es uno de estos factores, aunque uno importante. Deben evaluarse factores económicos, políticos y una multitud de otros, antes de que se pueda hacer la selección del proyecto. El objetivo principal de un sistema de administración del pavimento(PMS, *pavement management system*) es ayudar a tomar esta decisión. El componente humano de un PMS es esencial en el proceso de toma de decisión, pero el uso apropiado de *software* para computadora puede desempeñar un papel importante en ese proceso.

Los componentes básicos y los productos asociados de un PMS son como sigue: base de datos del inventario, base de datos del mantenimiento, información presupuestaria, métodos de selección de proyectos y modelos de costeo.

La base de datos del inventario de un PMS detalla las condiciones del pavimento en toda la red completa de caminos. Existen muchas maneras para definir el estado de una sección del pavimento. Un método es clasificar el pavimento en términos de diversas formas de deterioro del mismo, como el agrietamiento en los bordes y la existencia de surcos, como se describe en las secciones 16.30 y 16.31.

La longitud de la sección del pavimento que debe clasificarse depende del detalle que se desee. No obstante, el uso de tramos pequeños no necesariamente se traduce en una imagen más exacta de la condición del pavimento.

Por lo común, la información acerca de la condición del pavimento se almacena en un sistema computarizado de administración de base de datos (DBMS, *database management system*), tanto para indagar como para modelar. Los datos también se pueden ligar en un sistema de información geográfica (GIS, *geographic information system*), lo cual da una excelente visualización de los mismos. Los datos históricos contenidos dentro de la base de datos del mantenimiento describen qué trabajos se han realizado en las secciones de pavimento. Los datos son útiles en la determinación tanto de los resultados de cada uno de los métodos de reparación como de los costos asociados. La información presupuestaria se puede obtener de las bases de datos del inventario y del mantenimiento. Con base en los datos que, de este modo, se puede disponer de ellos de manera conveniente, se pueden aplicar métodos de selección del proyecto y de análisis de costos para ayudar en la selección de la secuencia en la que deben implementarse los proyectos, así como en la formulación de los presupuestos de mantenimiento y rehabilitación de los caminos.

16.32.1 Análisis del nivel del proyecto y de la red

Un PMS puede funcionar usando un enfoque de análisis de nivel del proyecto o de la red, o de ambos. El análisis del nivel del proyecto se refiere a secciones por separado del pavimento y a las medidas de reparación que deben tomarse para corregir las deficiencias. Se puede realizar una estimación asociada de costos y se pueden predecir ramificaciones de diversas medidas de reparación, con el objetivo de determinar cuál método y cuál nivel de reparación darán los mejores resultados, en términos tanto de la economía como de la seguridad.

El análisis del nivel de la red es aplicable a un grupo de proyectos que comprenden diversas secciones de caminos no contiguos. Este análisis permite la formulación de alternativas con base en las necesidades de mantenimiento y de rehabilitación no sólo de secciones específicas de un camino sino también de la red de caminos como un todo. Por ejemplo, una sección de la red puede requerir bacheo de agrietamiento de lagarto y otra puede mostrar evidencia de insuficiencias del drenaje subsuperficial. Si los fondos son insuficientes para corregir las dos condiciones, el PMS pudiera ayudar en tomar la decisión de corregir la condición del drenaje, la cual si se ignora pudiera conducir a la falla del pavimento, o bien, parchar el agrietamiento, el cual no debe de ignorarse pero puede diferirse durante un corto tiempo, sin consecuencias graves. Aun cuando éste es un ejemplo relativamente simple, sirve para ilustrar los conceptos básicos que se encuentran detrás del análisis del nivel de la red.

Además de proporcionar el análisis, el PMS ofrece una valiosa información de apoyo, en la forma de datos sobre costos y registros, así como una información auxiliar de respaldo que se puede usar no sólo para formular, sino también para justificar, los planes de mantenimiento. El desarrollo de un PMS permite contar con métodos e información actualmente en uso, en un esfuerzo para crear un sistema integrado para planear y realizar el mantenimiento y la rehabilitación del pavimento.

16.32.2 Predicción de la condición futura del pavimento

Además de ayudar en la selección de los proyectos de reparación, se puede usar un PMS para predecir la condición futura del pavimento. Por lo general, las predicciones se basan en una de las siguientes hipótesis: no se realiza trabajo de reparación; se toman medidas correctivas parciales, provisionales, o bien, se realizan reparaciones completas para corregir todas las deficiencias.

Las estimaciones de las condiciones futuras del pavimento les dan a los que planean el mantenimiento una imagen más exacta de las ramificaciones de diversas posibilidades que, de lo contrario, pudieran obtenerse. Esta información también es útil en el desarrollo de planes de largo alcance y en la estimación de costos futuros.

17

James E. Roberts
Chief
Division of Structures
California Department of Transportation
Sacramento, California

Steven L. Mellon
Senior Bridge Design Engineer
Division of Structures
California Department of Transportation
Sacramento, California

Ingeniería de puentes

La ingeniería de puentes comprende la planeación, diseño, construcción y operación de estructuras que faciliten el movimiento de personas, animales o materiales sobre obstáculos naturales o artificiales.

La mayoría de los diagramas presentados en esta sección se tomaron del *Manual of Bridge Design Practice*, State of California Department of Transportation and *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Los autores expresan su agradecimiento por permitírseles usar esas ilustraciones de la completa y autorizada publicación.

Consideraciones generales de diseño

17.1 Tipos de puentes

Los puentes son de dos tipos generales: fijos y movibles. También pueden agruparse de acuerdo con las siguientes características:

Servicios o instalaciones soportadas: Puentes carreteros o de ferrocarril, puentes para canales y acueductos, cruces para peatones o ganado, puentes para manejo de materiales, puentes para tuberías.

Puentes sobre instalaciones o accidentes naturales: Puentes sobre carreteras o vías férreas; puentes sobre ríos, bahías, lagos o en cruces de valles.

Geometría básica: En planta: puntes curvos o rectos, a escuadra o esviajados; en elevación: puentes de nivel bajo, como los construidos sobre terrenos pantanosos, puentes de caballetes, o puentes de nivel alto.

Sistemas estructurales: Puentes de claro simple o de viga continua, puentes de arco simple o múltiple, puentes colgantes y puentes de marco o armadura.

Materiales de construcción: Puentes de madera, mampostería, concreto y acero.

17.2 Especificaciones de diseño

Los diseños de puentes de concreto o acero para carreteras o vías férreas a menudo se basan en la última edición de *Standard Specification for Highway Bridges*, de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y en el *Manual for Railway Engineering* de la American Railway Engineering Association (AREA). También son útiles los planos estándares publicados por diversas administraciones de carreteras y compañías ferrocarrileras.

La longitud, ancho, alineamiento y ángulo de intersección de un puente deben satisfacer las nece-

sidades de funcionamiento de las instalaciones soportadas y de los requisitos geométricos o hidráulicos de los puentes sobre instalaciones o accidentes naturales. Las figuras 17.1 y 17.2 muestran diagramas de los claros libres típicos de carreteras y vías férreas.

La selección del sistema estructural, de los materiales de construcción y detalles de las dimensiones depende de las necesidades de seguridad estructural, economía de fabricación, erección, operación y mantenimiento, así como de consideraciones estéticas.

Las carpetas de los puentes carreteros deben presentar superficies de rodamiento cómodas y bien drenadas. Las pendientes longitudinales y las secciones transversales están sujetas a normas similares a las carreteras abiertas (Secc. 16). Los puentes de gran longitud deben dotarse con luces de carretera y servicios de emergencia.

Los rieles de protección deben mantener a los vehículos dentro de sus carriles y, de ser necesario, separar a los vehículos y peatones. Las instalaciones colocadas sobre o por debajo de los puentes deben estar protegidas y equipadas, con el fin de absorber las dilataciones o contracciones de las estructuras.

La mayoría de las vías férreas requiere que la cama de balasto sea continua a través de los puentes, con el fin de facilitar el ajuste vertical de las vías. Los puentes largos deben equiparse con andadores de servicio.

17.3 Cargas de diseño para puentes

Los puentes deben soportar las cargas siguientes sin que se excedan los esfuerzos y deflexiones permitidos:

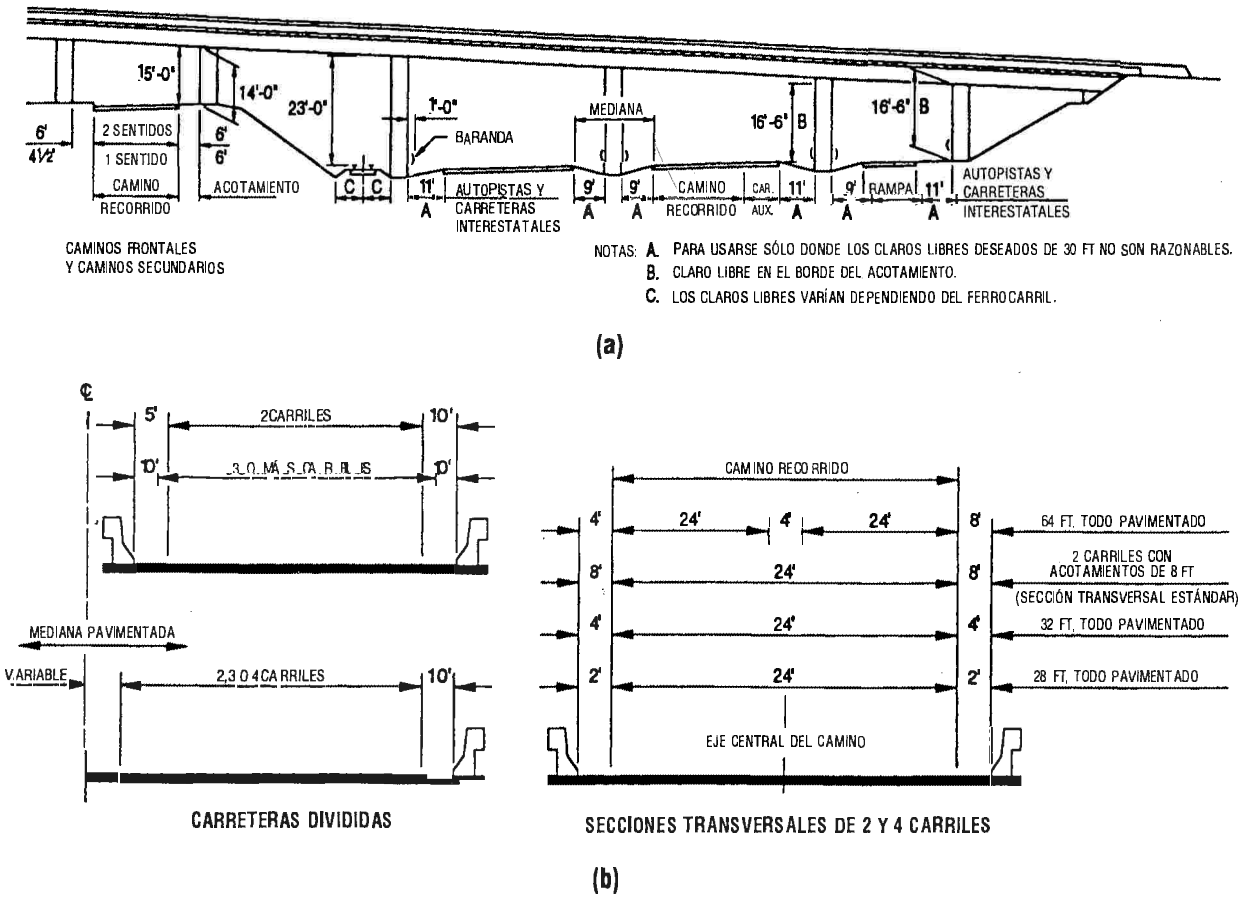


Figura 17.1 Claros libres mínimos para estructuras carreteras. (*a*) Elevación de un puente carretero que muestra los claros libres verticales mínimos debajo de él. (*b*) Secciones transversales típicas de puente que indican claros libres horizontales mínimos. Los puentes de grandes claros pueden tener diferentes detalles y, requisitos.

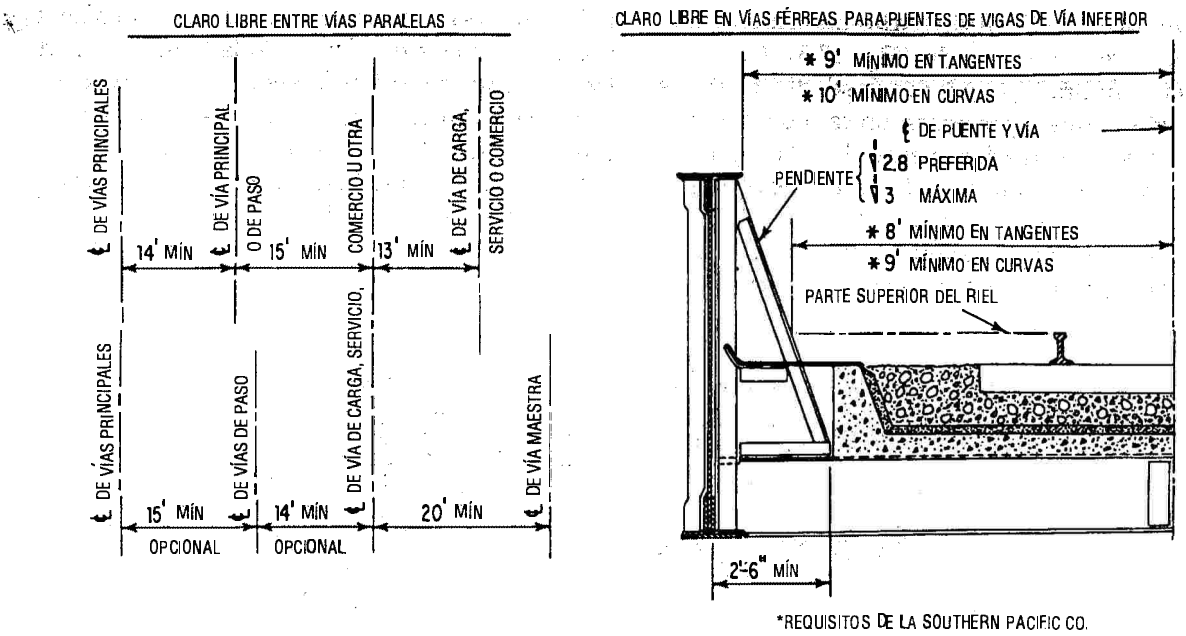


Figura 17.2 Claros libres mínimos para estructuras de ferrocarriles.

Carga muerta, *D*, incluidas las instalaciones permanentes.

Carga viva, *L*, e impacto *I*.

Fuerzas longitudinales debidas a la aceleración o frenado, *LF* y fricción *F*.

Fuerzas centrífugas, *CF*.

Presión del viento que actúa sobre la estructura, *W*, y sobre la carga móvil, *WL*.

Fuerzas sísmicas, *EQ*.

Presión del terreno, *E*, agua y hielo, *ICE*, corriente de agua, *SF*, reacción, *B*, que actúa sobre la subestructura.

Fuerzas resultantes de las deformaciones elásticas, incluso el acortamiento de las costillas *R*.

Fuerzas resultantes de las deformaciones térmicas, *T*, incluso las contracciones, *S*.

17.3.1 Cargas en los puentes carreteros

La **carga viva vehicular** de puentes en carreteras se expresa en términos de carriles de diseño y carriles de carga. El número de carriles de diseño depende del ancho de la carretera.

Cada carril de carga está representado por un camión tipo con remolque (Fig. 17.4) o como una

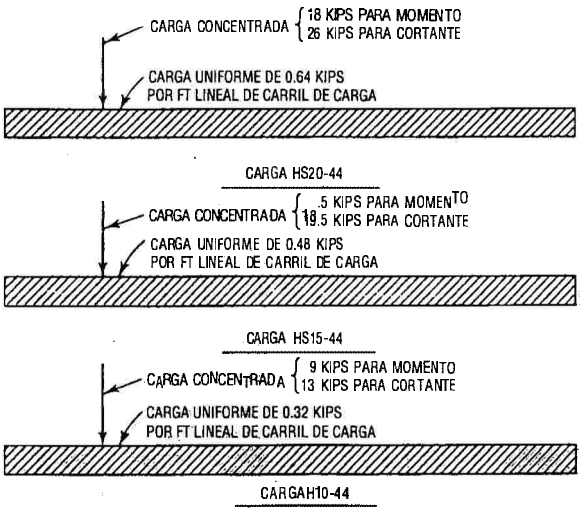


Figura 17.3 Cargas HS para claros simplemente apoyados. Para momentos negativos máximos en claros continuos, deberá colocarse una carga concentrada adicional de igual peso en otro claro para tener un efecto máximo. Para momento positivo máximo, sólo una carga concentrada deberá usarse por carril, pero combinada con tantos claros uniformemente cargados como se requiera para tener un efecto máximo.

carga uniforme de 10 ft de ancho en combinación con una carga concentrada (Fig. 17.3). Como se indica en la figura 17.4, hay dos clases de cargas: las HS20 y HS15, que representan un camión y remolque con tres ejes cargados. A estas designaciones de cargas se añade el número 44, lo cual indica que esta norma de carga fue adoptada en 1944.

Para proporcionar cualquier elemento, todas las cargas deben ocupar dentro de sus respectivos carriles las posiciones que produzcan los esfuerzos máximos en este elemento. En la tabla 17.1 se dan los momentos máximos, fuerzas cortantes y reacciones para un carril cargado. Los efectos que producen cargas simultáneamente en más de dos carriles, puede reducirse mediante un factor de carga, de 0.90 para tres carriles y de 0.75 para cuatro carriles.

En el diseño de pisos de rejilla de acero o de madera, para cargas HS20, puede usarse un eje

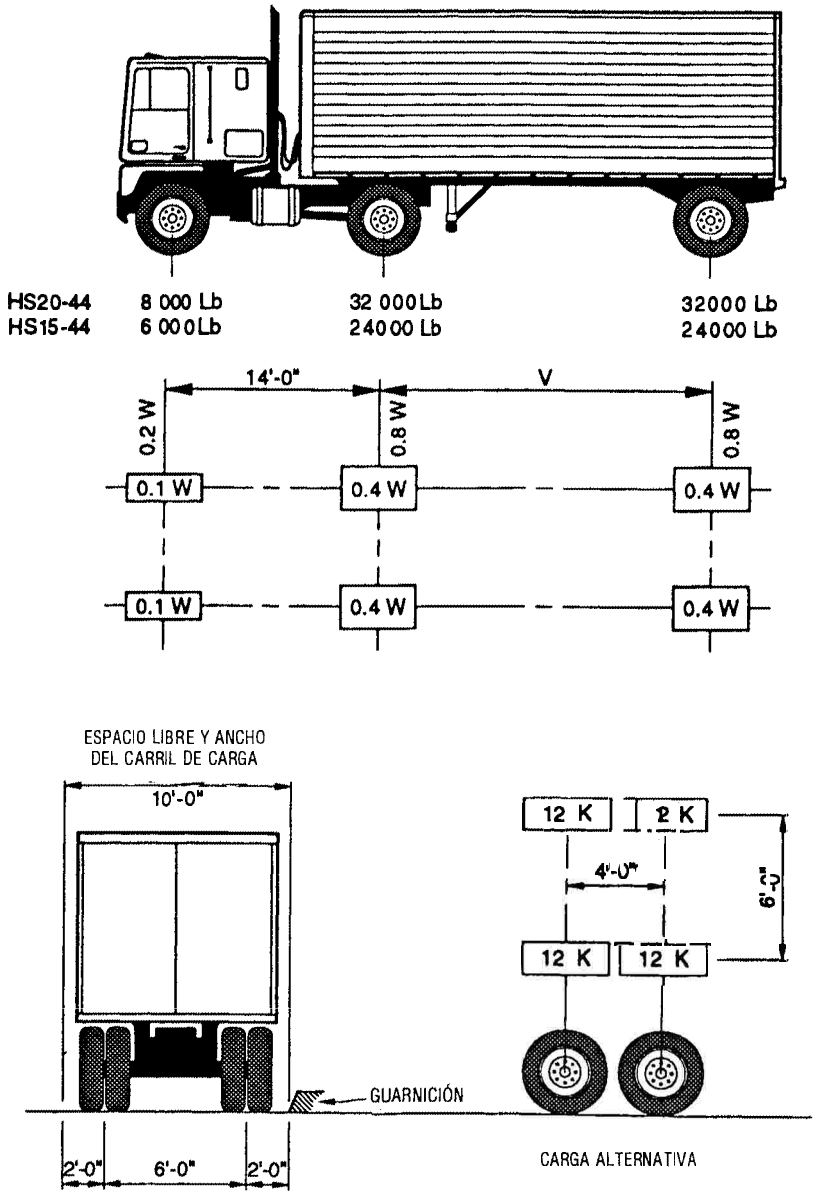


Figura 17.4 Camión estándar cargado. Para camiones HS, W = peso combinado sobre los dos primeros ejes, que el mismo peso que para los camiones H. V indica un espaciamiento variable de 14 a 30 ft que debe seleccionarse para producir el máximo esfuerzo.

TABLA 17.1 Momentos, esfuerzo cortante y reacciones máximos para cargas de camión sobre un carril, en claros simples*

Claro, ft	H15		H20		HS15		HS20	
	Momento†	Cortante en el extremo y reacción en el extremo‡	Momento†	Cortante en el extremo y reacción en el extremo‡	Momento†	Cortante en el extremo y reacción en el extremo‡	Momento†	Cortante en el extremo y reacción en el extremo‡
10	60.0§	24.0§	80.0§	32.0§	60.0§	24.0§	80.0§	32.0§
20	120.0§	25.8§	160.0§	34.4§	120.0§	32.2§	160.0§	41.6§
30	185.0§	27.2§	246.6§	36.3§	211.6§	37.2§	282.1§	49.6§
40	259.5§	29.1	346.0§	38.8	337.4§	41.4§	449.8§	55.2§
50	334.2§	31.5	445.6§	42.0	470.9§	43.9§	627.9§	58.5§
60	418.5	33.9	558.0	45.2	604.9§	45.6§	806.5§	60.8§
70	530.3	36.3	707.0	48.4	739.2§	46.8§	985.6§	62.4§
80	654.0	38.7	872.0	51.6	873.7§	47.7§	1164.9§	63.6§
90	789.8	41.1	1053.0	54.8	1008.3§	48.4§	1344.4§	64.5§
100	937.5	43.5	1250.0	58.0	1143.0§	49.0§	1524.0§	65.3§
110	1097.3	45.9	1463.0	61.2	1277.7§	49.4§	1703.6§	65.9§
120	1269.0	48.3	1692.0	64.4	1412.5§	49.8§	1883.3§	66.4§
130	1452.8	50.7	1937.0	67.6	1547.3§	50.7	2063.1§	67.6
140	1648.5	53.1	2198.0	70.8	1682.1§	53.1	2242.8§	70.8
150	1856.3	55.5	2475.0	74.0	1856.3	55.5	2475.1	74.0
160	2076.0	57.9	2768.0	77.2	2076.0	57.9	2768.0	77.2
170	2307.3	60.3	3077.0	80.4	2307.8	60.3	3077.0	80.4
180	2551.5	62.7	3402.0	83.6	2551.5	62.7	3402.0	83.6
190	2807.3	65.1	3743.0	86.8	2807.3	65.1	3743.0	86.8
200	3075.0	67.5	4100.0	90.0	3075.0	67.5	4100.0	90.0
220	3646.5	72.3	4862.0	96.4	3646.5	72.3	4862.0	96.4
240	4266.0	77.1	5688.0	102.8	4266.0	77.1	5688.0	102.8
260	4933.5	81.9	6578.0	109.2	4933.5	81.9	6578.0	109.2
280	5649.0	86.7	7532.0	115.6	5649.0	86.7	7532.0	115.6
300	6412.5	91.5	8550.0	122.0	6412.5	91.5	8550.0	122.0

*Basado en *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials. No se incluye el impacto.
†Momento en miles de lb-ft (ft-kips).
‡El cortante y la reacción en kips. La carga concentrada se considera colocada en apoyo. Las cargas empleadas son las estipuladas para el cortante.
§Valor máximo determinado por la carga tipo camión. De no ser así, rige la carga de carril estándar.

cargado con 24 kips o dos ejes cargados con 16 kips cada uno, el que produzca el mayor esfuerzo, espaciados 4 ft entre sí, en lugar del eje de 32 kip mostrado en la figura 17.4. Para el diseño de losas, el centro de la rueda debe considerarse a una distancia de 1 ft de la cara externa de la guarnición.

Las **fuerzas del viento** se consideran, en general, como cargas móviles que pueden actuar horizontalmente en cualquier dirección. Éstas ejercen presión sobre las áreas expuestas de la superestructura, tal como se ve en elevación lateral; sobre el tráfico en el puente, con el centro de gravedad a 6 ft sobre la cubierta, y en las áreas expuestas de la subestructura, como se ve en elevación lateral o frontal. Las cargas de viento de las tablas 17.2 y 17.3 se tomaron de las *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials. Se basa en velocidades de viento de 100 mi/h y deben multiplicarse por $(V/100)^2$ para el diseño con otras velocidades, excepto para el grupo de carga III (sección 17.4).

TABLA 17.2 Cargas de viento para diseño de la superestructura

	Armaduras y arcos	Vigas y trabes	Carga viva
Mínimo de carga de viento:	75 lb/ft^2	50 lb/ft^2	100 lb/ft lineal
Sobre cuerda cargada	300 lb/ft lineal		
Sobre cuerda sin carga	150 lb/ft lineal		
Sobre trabes		300 lb/ft lineal	

TABLA 17.3 Cargas de viento para diseño de subestructura

a. Cargas transmitidas por la superestructura a la losa de la subestructura y puentes de trabes (hasta de 125 ft de claro)

	Transversal	Longitudinal
Viento en la superestructura cuando no lleva carga viva, lb/ft^2	50	12
Viento en la superestructura cuando lleva carga viva, lb/ft^2	15	4
Viento sobre la carga viva, lb/ft lineal*	100	40

Estructuras mayores y poco comunes

Ángulo de esviaje o viento en grados	Sin carga viva en el puente: Viento sobre armadura, lb/ft^2		Sin carga viva en el puente: Viento sobre trabes, lb/ft^2		Carga viva en el puente: Viento sobre armadura, lb/ft^2		Carga viva en el puente: Viento sobre trabes, lb/ft^2		Viento en la carga viva, lb/ft lineal*	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
0	75	0	50	0	22.5	0	15	0	100	0
15	70	12	44	6	21	3.6	13.2	1.8	88	12
30	65	28	41	12	19.5	8.4	12.3	3.6	82	24
45	47	41	33	16	14.1	12.3	9.9	4.8	66	32
60	25	50	17	19	7.5	15	5.1	5.7	34	38

b. Cargas por la acción del viento que actúan directamente sobre la subestructura†

Viento horizontal: sin carga viva en el puente, lb/ft^2	40
Viento horizontal: carga viva en el puente, lb/ft^2	12

*Actúa a 6 ft sobre la cubierta.

†Se resuelven las fuerzas del viento que actúan con cierta oblicuidad en componentes perpendiculares a las elevaciones laterales y frontal de la subestructura y se aplican en los centros de gravedad de las áreas expuestas. Estas cargas actúan simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

Para una revisión por volcamiento, se agregan a las fuerzas horizontales de viento que actúan en forma perpendicular al eje longitudinal del puente, una fuerza hacia arriba de 20 lb/ft^2 para la estructura sin carga viva o 6 lb/ft^2, cuando la estructura lleva carga viva. Esta fuerza debe aplicarse a la

TABLA 17.4 Dilatación y contracción de estructuras*

Intervalo de la temperatura del aire	Acero		Concreto†	
	Elevación y caída de temperatura, °F	Movimiento por unidad de longitud	Elevación y caída de temperatura, °F	Movimiento por unidad de longitud
Extremo: 120°F en ciertas montañas y lugares desérticos	60	0.00039	40	0.00024
Moderado: 100°F, en valles interiores y la mayoría de lugares montañosos	50	0.00033	35	0.00021
Suave: 80°F, áreas costeras, Los Angeles y en el área de la bahía de San Francisco	40	0.00026	30	0.00018

*Esta tabla fue elaborada para California. Para otros lugares de Estados Unidos deben utilizarse los límites de temperatura dados por *Standard Specifications for Highways Bridges*, AASHTO.
†Incluye la contracción.

cubierta y el área de la acera en planta en la cuarta parte del lado de barlovento del ancho transversal de la superestructura.

El **impacto** se expresa como una fracción del esfuerzo por carga viva y se determina con la fórmula:

$$I = \frac{50}{125 + l} \text{ 30\% máximo} \qquad (17.1)$$

donde l = claro, ft; o para cargas de camiones en voladizos, longitud del centro de momentos al eje más alejado; o para cortante por carga de camión, longitud de la porción cargada del claro. Para momentos negativos en claros continuos, use el promedio de dos claros adyacentes cargados. Para cortante en voladizo, use I = 30%. El impacto no se considera en estribos, muros de retención, pilares, pilotes (excepto en pilotes de acero y concreto arriba del terreno rígidamente conectados con la superestructura), presiones en cimentaciones y zapatas y en cargas de aceras.

Las **fuerzas longitudinales** sobre puentes carreteros deben suponerse igual al 5% de la carga viva actuando en una dirección más las fuerzas que resultan de la fricción en los apoyos de expansión del puente.

Las fuerzas centrífugas deben calcularse como un porcentaje de la carga viva de diseño

$$C = \frac{6.68S^2}{R} \qquad (17.2)$$

donde S = velocidad de diseño, mi/h
R = radio de curvatura, ft

Se supone que esas fuerzas actúan horizontalmente a 6 ft por arriba del nivel de la cubierta y perpendicularmente a la línea central del puente.

Las **fuerzas de sujeción**, generadas al evitar deformaciones, deben considerarse en diseños.

En particular, las **fuerzas térmicas** de sujeciones pueden causar esfuerzos excesivos, pandeo o agrietamiento. Deben tomarse precauciones para tomar en cuenta las dilataciones y contracciones ocasionadas por variaciones de temperatura y, en estructuras de concreto, para considerar las contracciones. Para la parte continental de Estados Unidos, en la tabla 17.4 se presentan las temperaturas de la mayoría de las localidades e incluye los efectos de las contracciones en las estructuras ordinarias de concreto tipo viga. El coeficiente de expansión térmica, tanto para el concreto como para el acero, es de 0.0000065 ($1/150000$, aproximadamente) por grado Fahrenheit. El coeficiente de contracción para arcos de concreto y marcos rígidos debe considerarse como 0.002, equivalente a una caída de temperatura de 31°F.

La **presión por flujo de la corriente** sobre una pila de puente debe calcularse con la expresión

$$P = KV^2 \qquad (17.3)$$

donde P = presión, lb/ft^2

V = velocidad del agua, ft/s

K = ⅓ para extremos cuadrados, ½ para extremos en ángulo cuando éste es de 30° o menor y ⅔ para pilares circulares

La **presión del hielo** debe suponerse igual a 400 psi. El espesor de diseño debe determinarse localmente.

La **presión de la tierra** sobre pilas y estribos debe calcularse de acuerdo con las fórmulas conocidas de la mecánica de suelos pero la presión equivalente del fluido debe ser por lo menos de 36 lb/ ft^3 cuando incremente los esfuerzos y no más de 27 lb/ft^3 cuando los disminuya.

Las **fuerzas sísmicas** son una consideración importante de carga en el diseño de los puentes. Los puentes deben diseñarse para resistir movimientos sísmicos considerando la relación del sitio a las fallas activas y las características de respuesta dinámica del puente en su totalidad.

Para puentes simples, el **método de la fuerza** estática equivalente puede usarse para determinar la carga sísmica:

$$EQ = \frac{ARSW}{Z} \qquad (17.4)$$

donde EQ = fuerza horizontal estática equivalente aplicada en el centro de gravedad de la estructura

A = aceleración máxima esperada de la roca firme o de otro material semejante a la roca

R = respuesta de la aceleración elástica amortiguada y normalizada al 5% del espectro sobre roca

S = razón espectral de la amplificación del suelo

W = carga muerta del puente

Z = factor de ajuste por ductilidad y riesgo estimado

Las curvas *ARS* suelen desarrollarse para lugares o regiones específicas. Ellas combinan los efectos de A, R y S para varios intervalos de espesores aluviales sobre cama de roca y varios valores de T,

donde T = periodo fundamental de vibración (segundos) del puente en su conjunto

$= 0.32\sqrt{W/P}$

P = fuerza uniforme total aplicada a la superestructura que ocasiona una deflexión horizontal máxima de 1 in. Esta fuerza representa la rigidez total de la estructura incluida la superestructura, la subestructura y el suelo que la rodea.

Para estructuras complicadas, las fuerzas sísmicas deben determinarse por medio de procedimientos de análisis dinámico. Se recomienda un análisis modal basado en la aplicación de un espectro de respuesta de la aceleración del suelo a un modelo espacial discreto de la estructura. Este modelo debe incluir la restricción del suelo adyacente.

Deben proporcionarse elementos restrictivos para limitar los desplazamientos de la superestructura durante un sismo. Articulaciones, chaveteros y otros elementos restrictivos flexibles deben incorporarse a las estructuras cuando sean requeridos.

Las **aceras** y sus soportes directos deben diseñarse para una carga viva uniforme de 85 lb/ft$_2$. El efecto de la carga viva de las aceras sobre los miembros principales del puente debe calcularse con la expresión

$$P = \left(30 + \frac{3000}{l}\right)\frac{55 - w}{50} \leq 60 \text{ lb/ft}^2 \qquad (17.5)$$

donde P = carga viva de la acera, lb/ft^2

l = longitud de acera cargada, ft

w = ancho de la acera, ft

Las **guarniciones** deben resistir una fuerza de 500 lb/ ft lineal actuando a 10 in por arriba del piso. Para las cargas de diseño de los barandales, vea la figura 17.5.

17.3.2 Cargas en puentes ferrocarrileros

La **carga viva** se especifica por medio de diagramas de carga en ejes o por el número E de un "tren Cooper", que consiste de dos locomotoras y un número indefinido de carros de carga. La tabla 17.5

muestra la separación típica de ejes y las cargas en éstos para una E10 así como los correspondientes momentos, fuerzas cortantes y reacciones de viga simple para claros de 7 a 250 ft. Los valores en la tabla deben incrementarse proporcionalmente para cargas especificadas diferentes a la E10; por ejemplo, deben multiplicarse por 7.2 para una carga E72. (La American Railway Engineering Association recomienda la carga E80 para las estructuras de línea principal en su "Manual for Railway Engineering," 1981.)

Los miembros que reciben cargas de más de una vía deben diseñarse suponiendo que toman las siguientes proporciones de carga viva: para dos vías, carga viva total; para tres vías carga viva total de dos vías y la mitad de la tercera; para cuatro vías, carga viva de dos, la mitad de una y una cuarta parte de la restante.

Las **cargas de impacto**, como porcentaje de las cargas vivas de ferrocarril, pueden calcularse con ayuda de la tabla 17.6.

Las **fuerzas longitudinales** deben calcularse para una sola vía. Ellas pueden suponerse igual al 15% de la carga viva sin impacto.

Las **fuerzas centrífugas** deben calcularse con la ecuación (17.2).

La tabla 17.7 da los momentos flexionantes debido a carga viva más impacto para cargas carreteras

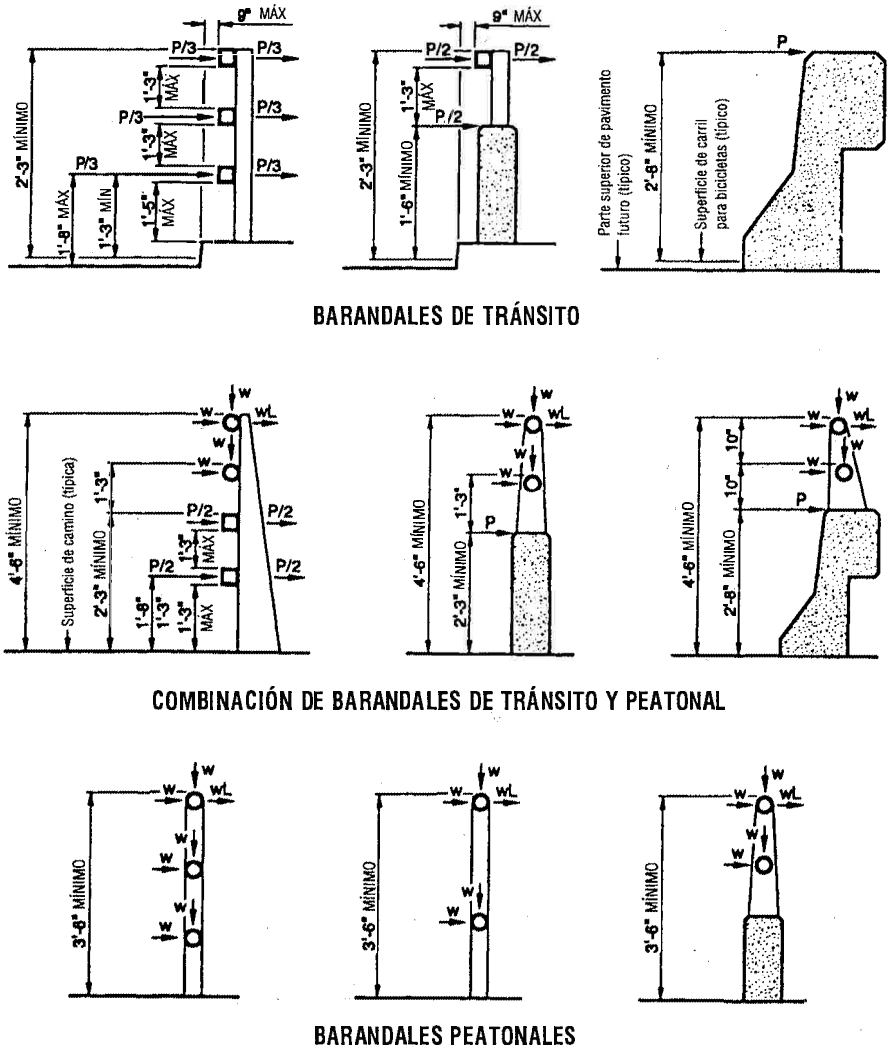


Figura 17.5 Cargas de servicio para barandales: P = 10 kips, L = separación entre postes, w = 50 lb/ft. Las cargas sobre los rieles se muestran a la izquierda y las cargas sobre los postes a la derecha. (Las formas de los rieles son sólo con fines ilustrativos.)

y ferroviarias sobre puentes de un solo claro cuando éstos varían de 50 a 200 ft.

17.4 Dimensionamiento de miembros y secciones de puentes

Los siguientes grupos representan varias combinaciones de cargas y fuerzas a los que una estructura puede quedar sometida. Cada componente de la estructura, o la cimentación sobre la que descansa, debe proporcionarse para resistir con seguridad todas las combinaciones de esas fuerzas que sean aplicables al sitio o tipo particular. Las combinaciones de grupos de carga para el diseño por carga de servicio y para el diseño por factores de carga (o diseño por factores de carga y resistencia, LRFD) están dadas por

$$\text{Grupo } (N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \quad (17.6)$$

donde N = número de grupo o número asignado a una combinación específica de cargas

γ = factor de reducción de capacidad para tomar en cuenta pequeñas variaciones adversas en materiales, mano de obra y dimensiones dentro de tolerancias aceptables

β = factor de carga (los subíndices indican el tipo aplicable de carga)

En la tabla 17.8 se dan los coeficientes apropiados. Vea también la subsección 17.3.1 y las secciones 8 y 9.

Puentes de acero

El acero es un material de construcción competitivo para puentes de claros de tamaño mediano y largo, por las siguientes razones: tiene una alta resistencia a la tensión y a la compresión. Se comporta como un material elástico casi perfecto dentro de los niveles normales de trabajo. Tiene reservas de resistencia más allá del límite de fluencia. Las normas estrictas de fabricación de la industria garantizan a los consumidores uniformidad del control de sus propiedades, dentro de estrechas tolerancias. Los métodos de conexión son seguros y hay gran disponibilidad de trabajadores capacitados en su aplicación.

La principal desventaja del acero en la construcción de puentes es su susceptibilidad a la corrosión, que está siendo eliminada con la aparición de aditivos químicos o el mejoramiento de los recubrimientos protectores.

17.5 Sistemas empleados para puentes de acero

Los siguientes componentes son típicos de los puentes de acero. Cada uno puede aplicarse a cualquiera de los tipos funcionales y sistemas estructurales listados en la sección 17.1.

Soporte principal: vigas roladas, trabes armadas, trabes de caja o armaduras.

Conexiones (véase también la sección 17.7): unidas con pernos de alta resistencia, soldadas o combinaciones.

Materiales para la cubierta de rodamiento del tráfico: largueros de madera y entarimado, losa de concreto reforzado o losa de concreto presforzado, placa de acero rigidizada (cubierta ortotrópica), o reja de acero.

Las cubiertas de madera son exclusivamente para puentes en carreteras de importancia menor. Las placas de acero resistente a la corrosión deben usarse como soportes del balasto en trabes armadas de paso inferior en puentes ferroviarios. Para cubiertas de placas rigidizadas de acero en carreteras, véase la sección 17.13.

Armado de la cubierta: El piso o cubierta descansa directamente en los elementos principales, o está soportada por un emparrillado de largueros y piezas de puente.

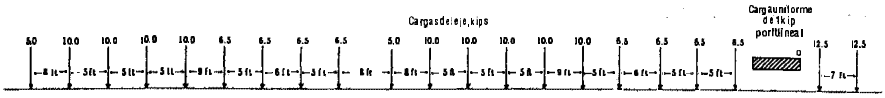
Ubicación de la cubierta: sobre los elementos principales (véase Fig. 17.6*a*) de claros superiores; entre los elementos principales; la cara inferior de la cubierta armada a nivel con la de los elementos principales de claros inferiores. (Véase Fig. 17.6*b*.)

17.6 Calidad y esfuerzo permitidos para acero para puentes

La calidad del acero, esfuerzo permitidos y estándares de detalles, materiales y mano de obra para

TABLA 17.5 Momentos, fuerzas cortantes y reacciones máximos para carga de máquina clase E10*

Una vía de dos rieles



Claro, ft	Momento máximo, kips-ft	Cortante máximo, kips	Reacción máxima en la viga, kip†	Carga uniforme equivalente, kips por ft		
				Momento	Cortante	Reacción
10	31.2	16.2	20.0	2.50	3.25	2.00
15	62.5	20.0	27.3	2.22	2.67	1.82
20	103.1	25.0	32.8	2.06	2.50	1.64
25	152.5	28.4	37.8	1.95	2.27	1.51
30	205.2	31.5	43.1	1.82	2.10	1.44
35	261.5	34.6	48.8	1.71	1.98	1.39
40	327.8	37.7	54.0	1.64	1.88	1.35
50	475.5	43.5	64.3	1.52	1.74	1.29
60	649.5	48.8	76.6	1.44	1.63	1.28
70	853.7	55.3	88.5	1.39	1.58	1.26
80	1080.0	62.1	99.4	1.35	1.55	1.24
90	1334.7	68.6	109.3	1.32	1.53	1.22
100	1609.7	75.0	118.6	1.29	1.50	1.19
125	2947.7	89.7	140.5	1.28	1.44	1.12
150	3531.0	103.7	162.7	1.25	1.38	1.08
175	4676.3	117.3	185.8	1.22	1.34	1.06
200	5939.0	130.5	209.5	1.19	1.31	1.05
250	8796.3	156.6	257.6	1.13	1.25	1.03

*El tren estándar con carga clase E10 consiste en dos máquinas clase E10 acopladas una atrás de otra, seguidas por una carga uniforme e indefinida de 1 kip por ft lineal de vía. Para obtener los momentos reales de diseño, así como los cortantes y reacciones, las cifras tabuladas deben multiplicarse por 8.0 para carga E80.

†De dos claros.

puentes de acero están contenidos en el *Manual for Railway Engineering*, de la American Railway Engineering Association, y en *Standard Specifications for Highway Bridges*, de la American Association of State Highway and Transportation Officials. La propiedades de las diferentes calidades de acero y los métodos de prueba empleados para controlarlos se rigen por las especificaciones de la ASTM. En la tabla 17.9 se tabulan las propiedades de los aceros estructurales preferidos en la construcción de puentes.

Las dimensiones y propiedades geométricas de las placas roladas de acero y perfiles comercialmente disponibles, se tabulan en el *Steel Construction Manual*, para el diseño por esfuerzos permisibles y para el diseño por factores de carga y resistencia del American Institute of Steel Construction (AISC) y en los manuales editados por los principales productores de acero.

Todos los miembros, conexiones y partes de puentes de acero deben diseñarse según el método de diseño por factor de carga y luego revisarse por fatiga bajo cargas de servicio. La revisión por fatiga debe garantizar que todas las conexiones queden dentro de los intervalos permisibles de esfuerzos (FSR, *Fatigue Stress Ranges*).

TABLA 17.6 Factores de impacto para puentes ferrocarrileros

Tipo de estructura	Impacto, porcentaje*
Concreto presforzado:	
$L < 60$	$35 - \frac{L^2}{500} \geq 20$
$L \geq 60$	$\frac{800}{L-2} + 14 \geq 20$
Concreto reforzado:	$\frac{100LL}{LL+DL}$
Acero:	
Equipo con motores que no son de vapor	
$L < 80$	$\frac{100}{S} - 40 - \frac{3L^2}{1600}$
$L \geq 80$	$\frac{100}{S} - 16 + \frac{600}{L-30}$
Equipo con motor de vapor	
$L < 100$	$\frac{100}{S} - 60 - \frac{L^2}{500}$
$L \geq 100$	$\frac{100}{S} - 10 + \frac{1800}{L-40}$
Claros de armaduras	$\frac{100}{S} - 15 + \frac{4000}{L+25}$

*Para cubiertas con balasto use el 90% del impacto calculado.
L = claro, ft; S = separación longitudinal entre vigas, ft; DL = carga muerta aplicable; LL = carga viva aplicable.

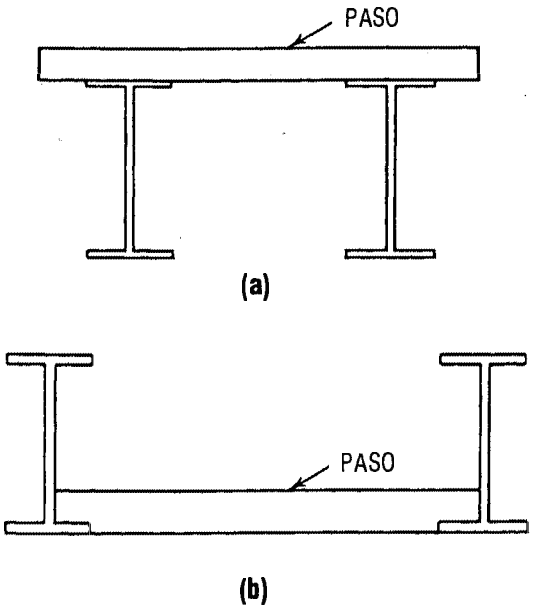


Figura 17.6 Colocación de cubiertas sobre puentes de acero: (*a*) puente de paso superior; (*b*) puente de paso inferior.

TABLA 17.7 Momentos al centro del claro de puentes carreteros y ferroviarios, kip-ft

Claro, ft	Carretera Un carril de HS20			Vía férrea Una vía de E60		
	Carga viva	Impacto	Total	Carga viva	Impacto	Total
50	628	180	808	2853	1007	3860
100	1524	339	1863	9660	2380	12040
200	4100	632	4732	35 634	6960	42594

TABLA 17.8 Factores de carga y de reducción de capacidad

Grupo	Factor de carga β para* γ	D	$(L+I)_n$	$(L+I)_P$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	$R+S+T$	EQ	ICE	% de esfuerzos básicos unitarios
Diseño por carga de servicio†															
I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	‡
II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
Diseño por factor de carga§															
I	1.3	β_D	1.67¶	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	

*D = carga muerta
L = carga viva
I = impacto por carga viva
E = presión de tierra
B = flotación
W = carga de viento sobre la estructura
WL = carga de viento sobre carga viva
LF = fuerza longitudinal por carga viva
$(L + I)_n$ = carga viva más impacto por carga carretera AASHTO
CF = fuerza centrífuga
F = fuerza longitudinal debida a la fricción
R = acortamiento de la costilla
S = contracción
T = temperatura
EQ =sismo
SF = presión de flujo de fluido
ICE = presión del hielo
$(L + I)_P$ = carga viva más impacto consistente con los criterios de sobrecarga de la agencia operadora

†Para diseño por carga de servicio: no se permite ningún incremento en los esfuerzos permisibles en miembros o conexiones que lleven sólo cargas de viento.

β_E = 1.0 para cargas laterales sobre marcos rígidos sometidos a presión total de tierra
= 0.5 cuando el momento positivo en vigas y losas es reducido por la mitad del momento de la presión de tierra
Revise ambas cargas para ver cuál rige.

‡$\% = \dfrac{\text{esfuerzo máximo unitario (capacidad nominal de operación)}}{\text{esfuerzo básico unitario permisible}} \times 100$

§Para el diseño por factor de carga:

β_E = 1.3 para presión lateral de tierra en marcos rígidos excluidas las alcantarillas rígidas
= 0.5 para presión lateral de tierra al revisar los momentos positivos en marcos rígidos
= 1.0 para presión vertical de tierra

β_D = 0.75 al revisar miembros por carga axial mínima y máximo momento o excentricidad máxima y diseño de columnas
= 1.0 al revisar miembros por carga axial máxima y momento mínimo y diseño de columnas
= 1.0 para miembros a flexión o a tensión

¶β_D = 1.25 para el diseño de vigas exteriores del camino para una combinación de carga viva de acera y camino más impacto, si esto rige el diseño, pero la capacidad de la sección debe ser por lo menos la requerida para β_D = 1.67 para carga viva de camino solo
= 1.00 para el diseño de la losa de cubierta para $D + L + I$

TABLA 17.9 Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural

Propiedad	Acero estructural	Acero de baja aleación y alta resistencia		Acero de baja aleación, templado y revenido	Acero aleado templado y revenido, de alta resistencia a la fluencia	
Designación AASHTO	M270 Grado 36	M270 Grado 50	M270 Grado50W	M270 Grado 70W	M270 Grados 100/100W	
Designaciones equivalentes ASTM	A709 Grado 36	A709 Grado 50	A709 Grado50W	A709 Grado 70W	A709 Grados 100/100W	
Espesor de las placas, in	Hasta 4, inclusive	Hasta 4, inclusive	Hasta 4, inclusive	Hasta 4, inclusive	Hasta 2.5, inclusive	De 2.5 a 4, inclusive
Perfiles	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Noes aplicable	Noes aplicable	Noes aplicable
Resistencia mínima a la tensión, F_u, ksi	58	65	70	90	110	100
Punto de fluencia mínimo o resistencia a la fluencia, F_y, ksi	36	50	50	70	100	90

La resistencia de diseño de una viga o trabe se basa en las propiedades dimensionales de la sección y en la separación del arriostramiento del patín de compresión. Los tres tipos de secciones para un miembro son (1) compacta, (2) no compacta y (3) no arriostrada (vea la Secc. 9.8).

Limitaciones de diseño acerca de las relaciones de peralte de las de esbeltez y las deflexiones ■ Las especificaciones AASHTO y AREA limitan las relaciones peralte-a-claro D/L de las estructuras de los puentes, así como las relaciones de esbeltez l/r de armadura individuales o contraventeos, a los valores de la tabla 17.10.

donde D = peralte de la construcción, en ft
L = claro en ft, centro a centro, de los apoyos para claros simples o distancia entre puntos de inflexión para claros continuos
l = longitud no apoyada del elemento, en in
r = radio de giro, en in

Estos valores son mínimos; los valores preferidos son mayores.

Ambas especificaciones limitan las deflexiones elásticas de los puentes bajo cargas vivas y de impacto a $\frac{1}{800}$ del claro, medido entre centros de apoyo, excepto que $\frac{1}{1000}$, puede usarse en puentes para peatones; $\frac{1}{300}$ de la longitud de los brazos en voladizo. Los cálculos de deflexión deben basarse en las secciones totales de las trabes o elementos de armadura. Las deflexiones previstas por carga muerta deben compensarse con una contraflecha adecuada en la fabricación de las estructuras de acero.

TABLA 17.10 Límites dimensionales para miembros de puente

	AASHTO	ÁREA
Razones mínimas altura-claro:		
Para vigas laminadas	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{15}$
Para trabes	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{12}$
Para armaduras	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{10}$
Relaciones de esbeltez máximas:		
Para miembros principales en compresión	120	100
Para miembros de arriostramiento en compresión	140	120
Para miembros principales en tensión	200	200
Para miembros de arriostramiento en tensión	240	200

Empalmes ■ Los empalmes de taller, de patio de armado o hechos durante el montaje, deben proveerse para empates cuya longitud total exceda las longitudes de placas y perfiles disponibles o las tolerancias de los medios de embarque. También deben proveerse empalmes cuando el peso total excede la capacidad del equipo de montaje.

Accesibilidad ■ Todas las partes deben ser accesibles y estar espaciadas de manera adecuada para la fabricación, armado y mantenimiento. Las trabes de caja cerrada y las secciones tipo caja deben estar equipadas con agarraderas o bocas de inspección.

En los puentes largos y altos puede justificarse la instalación de andamios permanentes de mantenimiento.

17.7 Conexiones de acero en puentes

Las conexiones de miembros de acero a otros miembros tambien de acero se hacen usualmente con pernos de alta resistencia, soldadura o pasadores. En construcción compuesta, las vigas de acero se unen a las cubiertas de concreto por medio de conectores (espárragos) de acero o canales soldados a los patines superiores de las vigas.

17.7.1 Conexiones con pernos de alta resistencia

Las partes pueden empatarse unas con otras mediante pernos de acero templado, ASTM A325. Las tuercas se aprietan a valores específicos.

Los detalles y la calidad de trabajo están cubiertos por las *Specifications for Structural Joints Using*, que usan pernos ASTM A325 y A490 aprobadas por el Research Council on Structural Connections de la Engineering Foundation. Los esfuerzos de trabajo permitidos se dan en la tabla 17.11.

17.7.2 Conexiones soldadas

En la soldadura, las partes que se van a conectar se funden a altas temperaturas, en general agregando materiales metálicos adecuados. El *Structural Welding Code*, AWS D1.5, American Welding Society, regula la aplicación de los diferentes tipos de soldaduras, esfuerzos permitidos en la soldadura y en metal original, configuraciones permitidas del borde, clases y tamaños de electrodos, detalles de la calidad de trabajo y calificación de los procedimientos de soldadura y de soldadores. (Para los esfuerzos permisibles en la soldadura, véase la tabla 17.11.)

Muchos diseñadores están en favor de la combinación de soldadura en el taller, con atornillado de pernos de alta resistencia en las conexiones de campo.

TABLA 17.11 Resistencia máxima de conectores

Tipo de conector	Resistencia ϕF
Soldadura de ranura[a]	$1.00F_y$
Soldadura de filete[b]	$0.45F_u$
Pernos de acero al bajo carbono AASHTO M (ASTM A307):	
Tensión	27 ksi
Cortante[c]	25 ksi
Pernos de alta resistencia AASHTO M164 (ASTM A307):	
Tensión[e]	70ksi
Cortante (tipo aplastamiento)[c,d]	60ksi
Aplastamiento[f]	$\frac{LF_u}{1.18d}$ o $3.0\,F_u$, el que sea más pequeño

[a] F_y = punto de fluencia del material conectado.
[b] F_u = resistencia mínima del metal de soldadura pero no mayor que la resistencia a tensión de las partes conectadas.
[c] Cuando un plano de cortante interseca las cuerdas de los pernos, deberá usarse el área de la raíz.
[d] Los valores tabulados deberán reducirse en 20%, en conexiones tipo aplastamiento cuya longitud entre conectores extremos en cada una de las partes empalmadas medida paralelamente a la línea de la fuerza axial, exceda de 50 in.
[e] Para pernos M164 (A325), la resistencia a la tensión decrece para diámetros mayores que 1 in. El valor de diseño dado en la tabla es para pernos de hasta 1 pulgada de diámetro. Para diámetros mayores que 1 pulgada, el valor de diseño deberá calcularse como $0.58\,F_u$, donde F_u es la resistencia mínima a la tensión de los pernos.
[f] L es la distancia, en in, medida en la línea de la fuerza desde la línea central de un perno al borde más próximo del agujero para un perno adyacente o al extremo de la parte conectada hacia el cual la fuerza está dirigida; d es el diámetro del perno, en pulgadas, y F_u es la resistencia a la tensión mínima especificada de las partes conectadas. La razón L/d no debe ser menor que 1.5.

17.7.3 Conexiones con pasadores

Las articulaciones entre elementos sujetos a rotación relativa se forman en general con pasadores, cilindros de acero maquinado. Se insertan en cada hueco semicircular maquinado o en cada agujero de fijación de las partes conectadas.

Para fijar la dirección del eje del pasador, los pasadores de hasta 10 in de diámetro tienen sus extremos roscados para tuercas de rebajo, las que se apoyan contra los elementos conectados. Pasadores mayores de 10 in de diámetro se retienen por medio de casquetes, los cuales se fijan ya sea por pernos prisioneros o por varilla que corre axialmente, a través de un barreno en el pasador mismo, asegurada por medio de tuercas en sus extremos.

Los pasadores se diseñan por flexión y cortante, y para las cargas contra los elementos conectados. (Para esfuerzos, véase la sección 9.6)

17.8 Apoyos de puentes

Los apoyos son ensambles estructurales instalados para garantizar la segura transferencia de todas las reacciones de la superficie a la subestructura. Los apoyos deben cumplir con dos requisitos básicos: distribuir las reacciones sobre las áreas adecuadas de las subestructura y ser capaces de adaptarse a las deformaciones elásticas, térmicas y otras de la superestructura, sin generar fuerzas restrictivas perjudiciales.

Los apoyos, en general, se clasifican en fijos, de expansión, y en métalicos o elastoméricos.

Los **apoyos fijos** sólo se adaptan a las deflexiones angulares. Deben diseñarse para resistir los componentes verticales y horizontales de las reacciones.

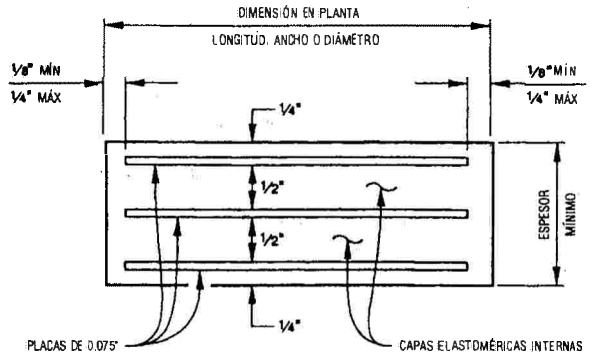


Figura 17.7 Cojinete de apoyo elastomérico con acero laminado.

Los **apoyos de expansión** se adaptan a las deflexiones angulares y a los movimientos longitudinales de la superestructura. Excepto el caso de la fricción, resiste únicamente los componentes de las reacciones de la superestructura a dichos movimientos.

En ambos tipos de apoyos deben tomarse precauciones para la transferencia segura de todas las fuerzas transversales en la dirección del claro.

Los **apoyos elastoméricos** son apoyos muy eficientes para puentes de claros cortos a medios. Ellos requieren muy poco mantenimiento y son de comportamiento muy seguro bajo cargas sísmicas. Los apoyos elastoméricos consisten generalmente en capas laminadas de elastómeros restringidos en sus superficies por láminas adheridas. El elastómero es un hule de neopreno; las láminas consisten en fibras de vidrio o en hojas de acero. Se usan generalmente apoyos elastoméricos con refuerzo de acero cuando se requieren pernos de anclaje a través del apoyo (Figs. 17.7 y 17.8).

La presión de apoyo en los apoyos elastoméricos no debe exceder de 800 psi bajo una combinación de carga de servicio constituida por cargas muertas y vivas sin incluir el impacto. Para cojinetes de apoyo con refuerzo de acero, la presión no debe exceder de 1000 psi. La presión mínima permisible sobre cualquier cojinete debido sólo a carga muerta es de 200 psi.

La capacidad de un apoyo elastomérico para absorber deflexiones angulares y movimientos longitudinales de la superestructura, está en función de su espesor (o de la suma de los espesores de sus elementos de hule entre las láminas de acero), de su factor de forma (área de la cara cargada entre la suma de las áreas laterales libres para abombarse), y de las propiedades del elastómero.

Las especificaciones AASHTO limitan el espesor total de un apoyo laminado a 1/3 de su longitud o su anchura, en ambos casos la que resulte menor (o ¼ de su diámetro). El espesor debe ser por lo menos el doble del movimiento horizontal.

Una alternativa es una olla de apoyo, que soporta la estructura sobre un cilindro hidráulico con un elastómero como medio líquido.

17.9 Puentes de viga roladas

Los puentes de acero más simples consisten en vigas de patín ancho, que soportan el tráfico que se mueve sobre la cubierta. Las vigas roladas también

sirven como vigas de piso y largueros para cubiertas de trabes armadas y puentes de armadura.

Pueden obtenerse reducciones en el peso del acero, pero con mayores costos por concepto de trabajo, añadiendo cubreplacas en el área de momentos máximos, para dar continuidad sobre algunos claros, utilizando la cubierta para una acción combinada de las medidas anteriores. Los principios de diseño y los detalles son esencialmente idénticos a los de trabes armadas (sección 17.10).

17.10 Puentes de trabes armadas

El término trabe armada se aplica a elementos estructurales con secciones transversales en forma de I, remachados o soldados a partir de placas y ángulos o de placas únicamente. Las trabes armadas se usan como elementos primarios de soporte en muchos sistemas estructurales: como vigas simples en los estribos o, con extremos en voladizo sobre pilares, vigas continuas o articuladas para claros múltiples; trabes en puentes de arco y puentes colgantes y en puentes del tipo marco rígido. También sirven como piezas de puentes y largueros en esos y otros sistemas de puentes.

Su aplicación más valiosa en puentes carreteros y de vías férreas es como cubiertas de trabes armadas en combinación con cubiertas de concreto (Fig. 17.9). (Para el diseño de las losas para cubiertas de concreto, véase la sección 17.20.) Para las trabes con cubiertas de acero (cubiertas ortotrópi-

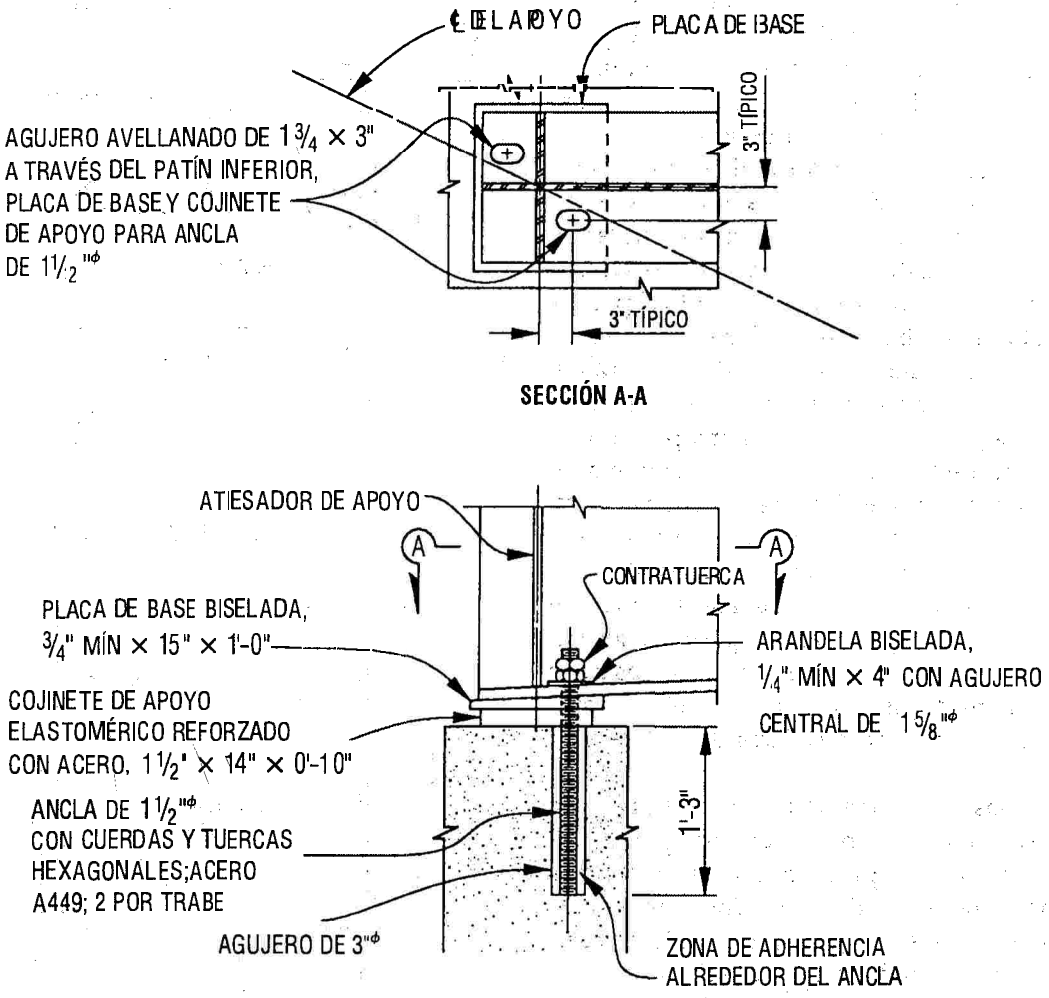


Figura 17.8 Ejemplo de un apoyo elastomérico.

cas), véase la sección 17.13. Las trabes con durmientes de vía montados directamente sobre los patines superiores **trabes de cubierta abierta,** se usan en ramales ferroviarios y en espuelas industriales. Las **trabes armadas de paso inferior** (Fig. 17.10) están ahora prácticamente restringidas a puentes ferroviarios donde esté limitado el peralte permisible de la estructura.

Las dos o más trabes que soportan cada claro deben arriostrarse entre sí para proporcionar estabilidad contra el volcamiento y el pandeo de los patines, a fin de que resistan las fuerzas transversales (viento, sismo y fuerza centrífuga), y para distribuir las cargas pesadas concentradas. En **trabes de paso superior**, esto se hace por un sistema de diagonales en los planos de los patines superiores e inferiores (Fig. 17.9*c*) y por medio de arriostramientos transversales en planos verticales. El sistema lateral superior puede omitirse, si la cubierta y sus conexiones a las trabes se diseñan para tomar su lugar. Los sistemas laterales inferiores se necesitan para trabes armadas de paso superior en claros mayores de 125 ft. Los arriostramientos o contraventeos transversales deben instalarse sobre cada apoyo y, en ubicaciones intermedias que no estén separadas de 25 ft. Estos contraventeos pueden consistir en armaduras transversales de todo el peralte (Fig. 17.9*b*) o en diafragmas sólidos con profundidad igual a por lo menos la mitad de la altura del alma para vigas laminadas y preferiblemente igual a tres cuartas partes la altura del alma para trabes armadas. Las secciones transversales extremas o diafragmas deben dimensionarse para que puedan transferir por completo todas las cargas verticales y laterales a los apoyos. Como en los **claros de paso inferior** no pueden instalarse sistemas de arriostramiento transversales y laterales superiores, los patines superiores de las trabes deben arriostrarse contra el sistema de piso. Para tal fin, pueden usarse placas pesadas de nudo o riostras de rodilla (Fig. 17.10*b*).

El tipo más comúnmente usado de trabe para puente de acero es la trabe armada con placas soldadas. Ésta es casi siempre no compacta, asimétrica, con patines superior e inferior de diferente tamaño y lateralmente arriostrada. La figura 17.11*b* muestra una típica trabe armada con placas soldadas.

Las variaciones de la resistencia al momento se obtienen con placas de patín de diferentes espesores, anchos o grados de acero, soldadas a tope unas con otras en sucesión. También puede variarse el espesor del alma. Las almas de las trabes deben protegerse contra el pandeo por medio de atiesadores transversales y, en el caso de almas de gran peralte, atiesadores longitudinales. Los atiesadores de apoyo transversal son necesarios para transferir las reacciones en los extremos, desde el alma hasta los apoyos, y para introducir las cargas concentradas en el alma. Los atiesadores intermedios y longitudinales son necesarios, si las relaciones entre peralte y espesor exceden los valores críticos. (Véase subsección 9.13.4).

Los atiesadores pueden ser placas simples, ángulos o secciones T. Los atiesadores transversales deben

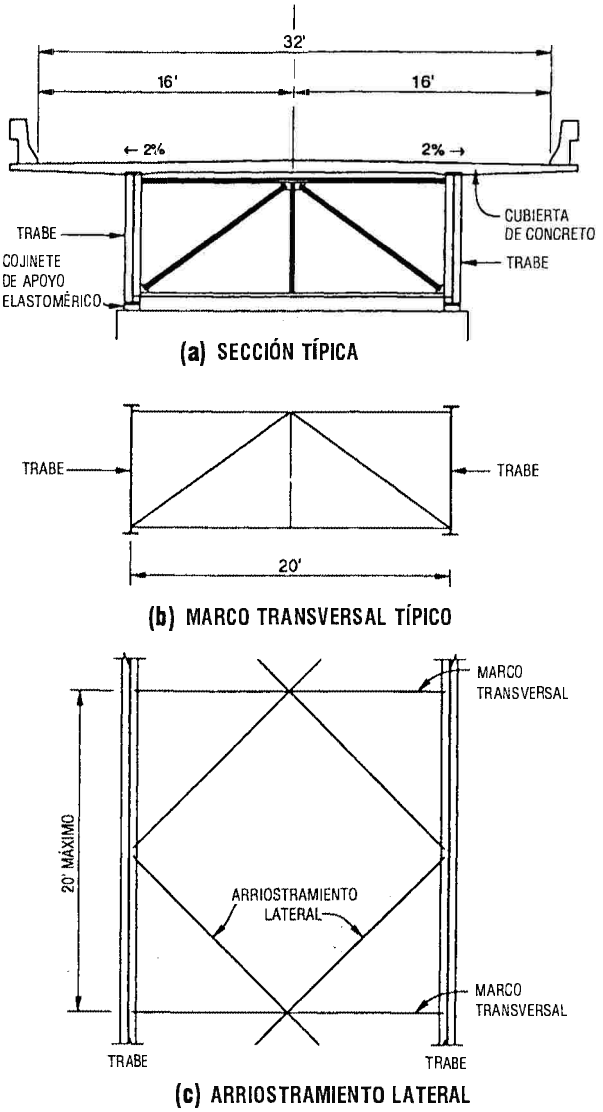


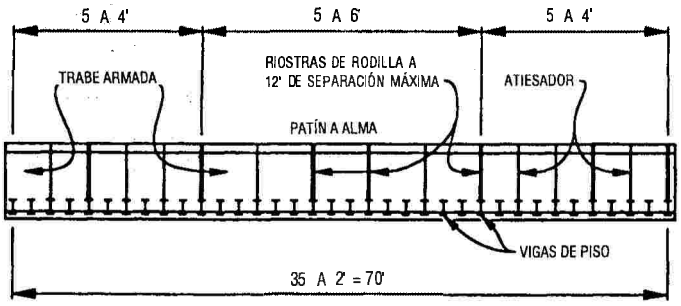
Figura 17.9 Puente carretero con trabes de dos carriles.

estar, de preferencia, por pares, o en elementos solos. Las especificaciones AASHTO contienen restricciones en las relaciones ancho-espesor y ancho mínimos para atiesadores de placa (subsección 9.13.4).

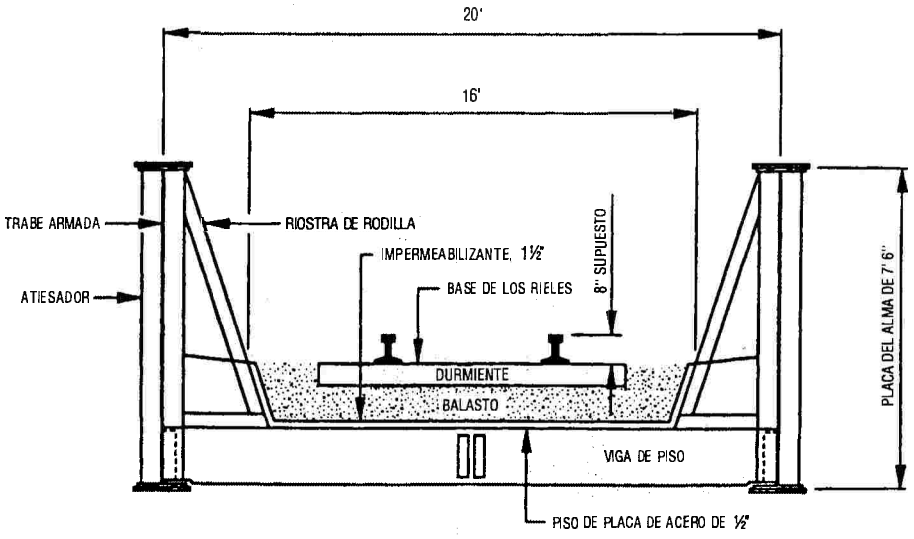
Las conexiones del alma con el patín deben ser capaces de soportar el flujo del esfuerzo del alma al patín en cada sección de la trabe. En un punto sin carga, el flujo de esfuerzo es igual que el cortante horizontal por pulgada lineal. Cuando puede actuar una carga de rueda, por ejemplo en las conexiones superiores del patín con el alma de las trabes de paso superior, el flujo de esfuerzos es la suma vectorial del cortante horizontal por pulgada y la carga de una rueda (que se supone distribuida en una longitud de alma igual que el doble del espesor de la cubierta).

Las soldaduras que unen atiesadores de apoyo con el alma deben diseñarse para la reacción total del apoyo. La figura 17.11*a* presenta un diagrama de flujo de diseño para puentes de trabes soldadas.

Las restricciones de espacio en el taller, las restricciones de libramiento en el transporte y las consideraciones de montaje pueden exigir la división de trabes largas en secciones más cortas que empalman depués en campo. Los segmentos individuales, placas o ángulos, deben empalmarse en el taller o en el campo, si exceden en longitud los tamaños producidos por las fábricas o si se cambian los



(a) SECCIÓN LONGITUDINAL



(b) SECCIÓN TRANSVERSAL

Figura 17.10 Vía simple en puente de paso inferior.

perfiles en espesor con objeto de satisfacer los requisitos de esfuerzos.

Las especificaciones exigen empalmes que sean diseñados para el promedio entre el esfuerzo debido a las cargas de diseño y la capacidad del segmento no empalmado, pero no inferior al 75% de este último. En el diseño remachado o atornillado, puede tener que agregarse material en cada empalme para satisfacer este requisito. Cada elemento del empalme debe conectarse con un número suficiente de remaches o tornillos para que desarrolle su plena resistencia. Siempre que sea posible, los empalmes

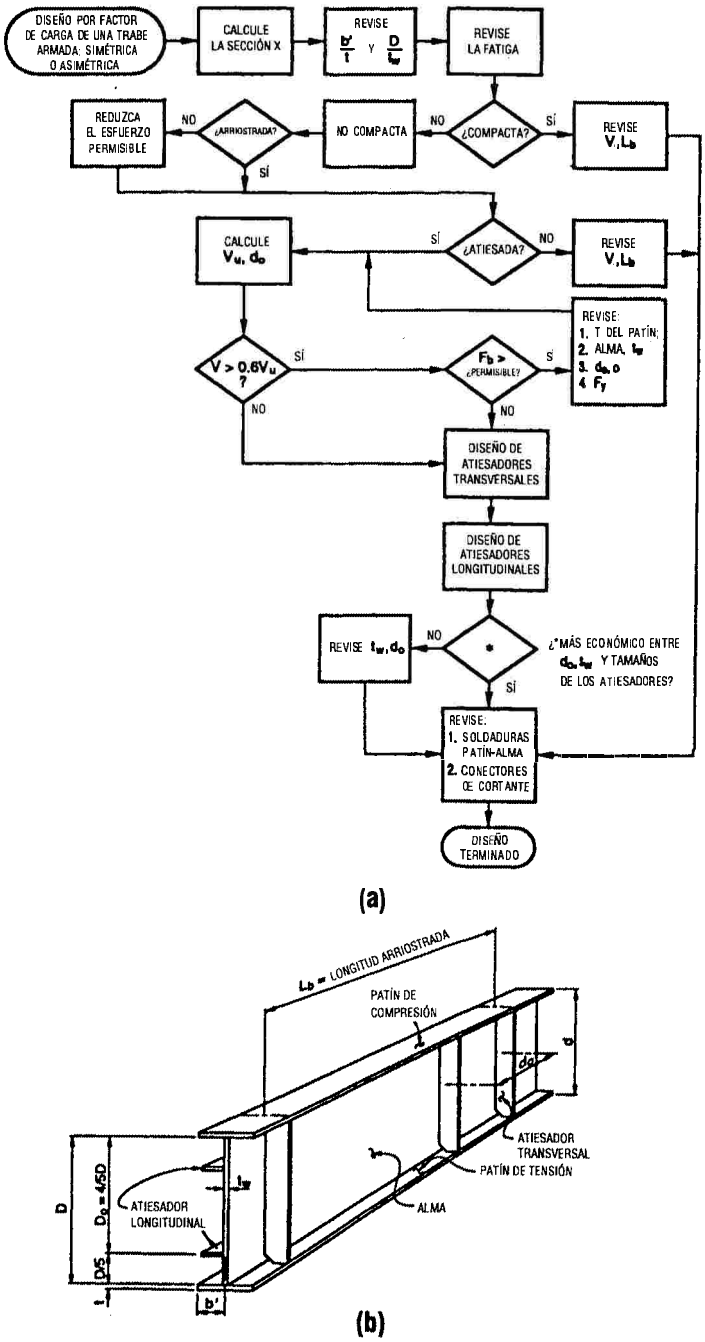


Figura 17.11 Trabe armada soldada. (*a*) Diagrama de flujo para el diseño por factor de carga. (*b*) Trabe armada típica; atiesada, arriostrada y no compacta.

de segmentos individuales deben alternarse. No debe localizarse empalmes en la vecindad de los lugares que soportan mayor esfuerzo de la trabe, por ejemplo, a la mitad del claro de vigas simples o sobre los apoyos en vigas continuas.

(F. S. Merritt and R. L. Brockenbrough, *Structural Steel Designer's Handbook*, 2nd ed., McGraw-Hill Inc, NewYork.)

17.11 Puentes de trabe compuesta

La instalación de conectores al corte diseñados en forma apropiada, entre el patín superior de la viga o trabes y la cubierta de concreto, permite utilizar ésta como parte del patín superior (cubreplaca equivalente). El aumento que se produce en el peralte efectivo de la sección total y las posibles reducciones en el acero del patín superior, en general, permiten algunos ahorros en acero comparados con la sección de acero no compuesta. La economía general depende del costo de los conectores de corte y de cualquiera otra adición a las trabes o a la cubierta que puede necesitarse, y de las posibles limitaciones en la efectividad de la sección compuesta como tal.

En áreas de momento negativo, el efecto compuesto puede suponerse sólo si el esfuerzo de tensión calculado en la cubierta puede absorberse en su totalidad por el acero de refuerzo o compensarse con el sistema de presforzado. El último método exige precauciones especiales para asegurar el deslizamiento de la cubierta sobre la trabe durante las operaciones de presforzado y rigidez de conexión al terminar.

Si la trabe de acero no se apuntala cuando se coloca la cubiera de concreto, el cálculo de los esfuerzos por carga muerta debe basarse sólo en la sección de acero.

Los conectores de cortante deben tener capacidad para resistir todas las fuerzas que tienden a separar el concreto colindante y las superficies de acero, tanto horizontal como verticalmente. Los conectores no deben obstruir la colocación y la cuidadosa compactación del concreto. Su instalación no debe dañar el acero estructural.

Los tipos de conectores de corte que se prefieren, en la actualidad, son canales o pernos soldados. Los canales deben colocarse sobre los patines de las vigas, perpendiculares al alma y con los patines del canal apuntando hacia los apoyos de las trabes.

La razón modular recomendada para el análisis de esfuerzos de trabes compuestas sometidas a cargas vivas está dado en la tabla 17.12.

Para la acción compuesta bajo cargas muertas, la sección de concreto puede suponerse sometida a un esfuerzo de compresión constante. Esto ocasionará que el concreto sufra un flujo plástico y se reduzca así su capacidad de resistir esfuerzos. Esto se toma en cuenta en el diseño de una trabe compuesta por cargas muertas multiplicando por 3 la razón modular n dada en la tabla 17.12. Sin embargo, la mayoría de las trabes compuestas se diseñan por acción compuesta sólo por cargas vivas y cargas muertas (usualmente guarniciones, barandales y dispositivos de servicios) que se agregan después de que la

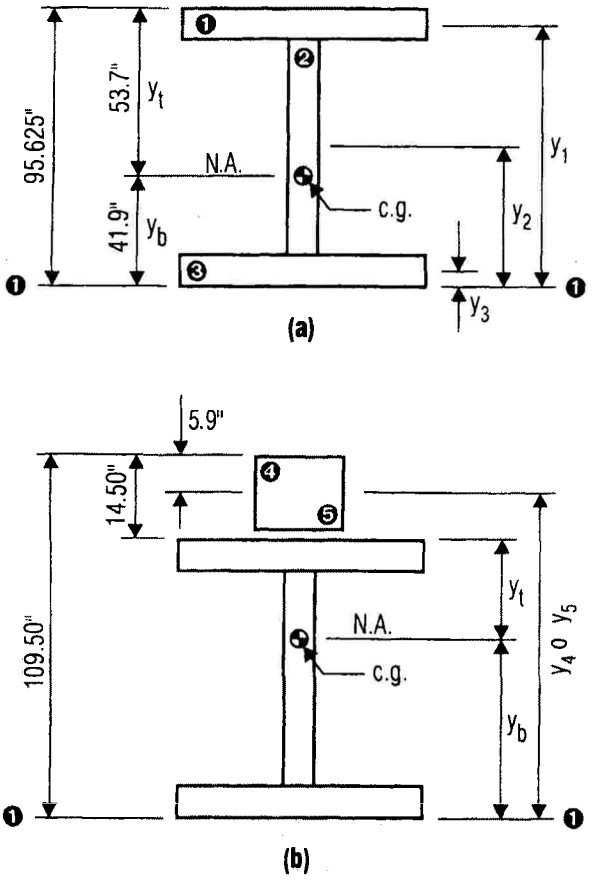


Figura 17.12 Secciones de una trabe armada compuesta: (*a*) sección de acero sola; (*b*) sección compuesta.

TABLA 17.12 Razones modulares para trabes compuestas con cargas vivas

Resistencia a la compresión mínima especificada del concreto de la cubierta f'_c, psi	Razón modular $n = E_s/E_c$*
2000-2400	15
2500-2900	12
3000-3900	10
4000-4900	8
5000 o más	6

*E_s= módulo elástico del acero
E_c = módulo elástico del concreto

cubierta de concreto ha alcanzado una resistencia suficiente para soportarlas.

Ejemplo. Cálculo de los esfuerzos para una trabe compuesta: A continuación se ilustra el procedimiento para determinar los esfuerzos de flexión en una trabe soldada compuesta con cargas factorizadas. La trabe se supone fabricada con un acero M270, grado 50, con esfuerzo de fluencia $F_y = 50$ ksi. La trabe no estará apuntalada durante la colocación de la cubierta de concreto. Para el concreto, se supondrá una resistencia de compresión a los 28 días de $f'_c = 3.25$ ksi, $n = 10$ para cargas vivas y $n = 30$ para cargas muertas. Las dimensiones, las propiedades de la sección y los momentos flexionantes se dan a continuación:

Las propiedades de la sección de la trabe de acero sola se determinan primero. Con tal fin, el momento de inercia $I_{1\text{-}1}$ de la sección de acero (Fig. 17.12*a*) se calcula con respecto al fondo de la trabe. Luego se calcula el momento de inercia I_{EN} con respecto al eje neutro. Finalmente, se calculan las propiedades de la sección compuesta (Fig. 17.12*b*). Los esfuerzos en el concreto son pequeños ya que la trabe de acero soporta el peso de la cubierta.

Sección de acero para cargas de losa y trabe (Fig. 17.12*a*)

Material	Tamaño, in	Área	y	Ay	Ay^2
① Patín superior	$12 \times 5/8$	7.50	95.31	715	68130
② Alma	$94 \times 5/16$	29.38	48.00	1410	67680
③ Patín inferior	14×1	14.00	0.50	7	4
		$\Sigma A = 50.88$		$\Sigma Ay = 2132$	135 814
				Momento de inercia del alma =	+21 629
$y_b = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = 41.9$				$I_{1\text{-}1}$ =	157 443
				$-y_b^2 \Sigma A$ =	−89 325
$y_t = 95.6 - 41.9 = 53.7$				I_{EN} =	68118

Sección para cargas de guarnición, barandales, servicios (compuesta) (Fig. 17.12*b*)

Material	Área	y	Ay	Ay^2
Sección de acero	50.88		2132	135 814
④ Concreto: A/n, $n = 30$	51.57	103.6	5342	553 463
	102.45		7474	689 277
			Momento de inercia del alma de la trabe =	+21 629
$y_b = \frac{7474}{102.45} = 72.9$			$I_{1\text{-}1}$ =	710 906
			$-y_b^2 \Sigma A$ =	−544 461
$y_t = 95.6 - 72.9 = 22.7$			I_{EN} =	166 445

Sección por cargas vivas (compuesta) (Fig. 17.12*b*)

Material	Área	y	Ay	Ay^2
Sección de acero	50.88		2132	135 814
④ Concreto: A/n, $n = 10$	154.70	103.6	16 027	1660389
	205.58		18 159	1 796 203
			Momento de inercia del alma de la trabe=	+21 629
$y_b = \frac{18\,159}{205.58} = 88.3$			$I_{1\text{-}1}$ =	1817 832
			$-y_b^2 \Sigma A$ =	−1 603 995
$y_t = 95.6 - 88.3 = 7.3$			I_{EN} =	213 837

Momentos

Para cargas de losa y trabe = 1825 kips · ft
Para cargas de guarnición = 347 kips · ft
Para cargas vivas = 6295 kips · ft

Esfuerzos en la trabe de acero

Tipo de carga	f_c en el fondo	f_t en la parte superior
Cargas de losa y trabe	$\frac{1825 \times 12}{68118} \times 41.9 = 13.5$	$\frac{825 \times 12^2}{68\,118} \times 53.7 = 17.3$
Cargas de guarnición	$\frac{347 \times 12}{166445} \times 72.9 = 1.8$	$\frac{347 \times 12}{166\,445} \times 22.7 = 0.6$
Cargas vivas	$\frac{6295 \times 12}{213\,937} \times 88.3 = 31.2$	$\frac{6295 \times 12}{213\,937} \times 7.3 = 2.6$
	f_c en el fondo = 46.5 kips/in^2	f_t en la parte superior = 20.5 kips/in^2

17.12 Diseño por fatiga de los miembros del puente

Todos los miembros y conexiones deben diseñarse de manera que los esfuerzos máximos inducidos por las cargas sean menores que los esfuerzos permisibles y también que el intervalo de esfuerzos

inducidos por variaciones en las cargas de servicio sea menor que el intervalo permisible de esfuerzos de fatiga. Si un miembro está totalmente en compresión y nunca está sometido a esfuerzos de tensión, no se requiere una verificación por fatiga.

La fatiga es una consideración importante en el diseño de todas las componentes de puentes pero es especialmente crítica en las trabes soldadas. La soldadura deja atrás esfuerzos residuales en las regiones soldadas debido a la adición de calor durante el proceso de soldado y debido también al enfriamiento diferencial subsecuente.

Los tipos de conexiones más comúnmente usadas con trabes a base de placas soldadas y que deben revisarse por fatiga, se ilustran en la figura 17.13, y la categoría de esfuerzo asignada a cada tipo se da en la tabla 17.13*a*. La tabla 17.14 da los intervalos de esfuerzos permisibles para varias categorías de esfuerzos. La tabla 17.15 muestra los ciclos permisibles de esfuerzos para varios tipos de caminos y miembros de puentes.

(*Economical and Fatigue-Resistant Steel Bridge Details* FHWA-HI-90-043, Federal Highway Administration; *Guide Specifications for Fatigue Critical Non-Redundant Steel Bridges* American Association of State Highway and Transportation Officials.)

17.13 Puentes de piso ortotrópico

Un piso ortotrópico también conocido como cubierta ortotrópica, es, en esencia, una placa plana continua de acero, con atiesadores (nervaduras o costillas) soldados a su parte inferior en disposición paralela o rectangular. El término *ortotrópica* es una abreviación de *ortogonal anisotrópica*, referente a la teoría matemática que se utiliza en el análisis de la flexión de tales cubiertas.

Cuando se usan en puentes de acero, los pisos ortotrópicos se unen por lo general en forma casi monolítica, por medio de soldadura o pernos de alta resistencia, a las trabes principales y a vigas de piso. Estos pisos tienen, entonces, una función dual como superficie para el tránsito y como patín superior estructural.

La combinación de trabes de caja o armadas con pisos ortotrópicos permite diseñar puentes de

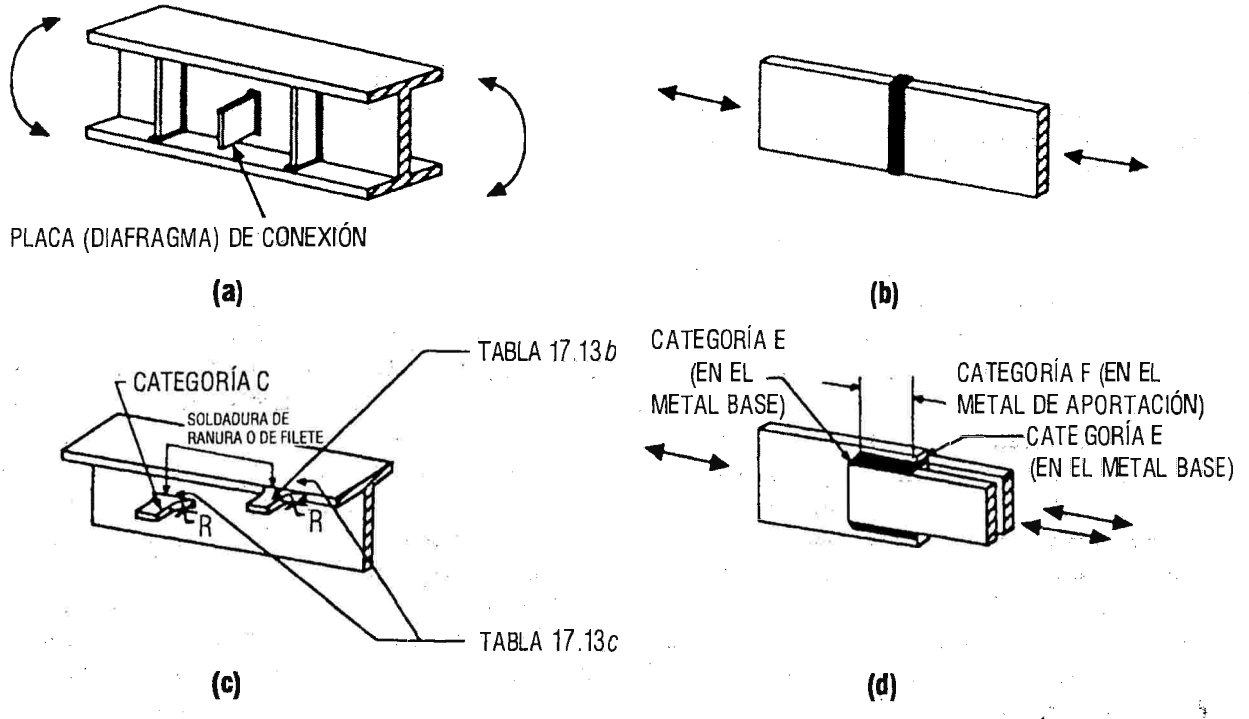


Figura 17.13 Categorías de esfuerzo de fatiga para algunas conexiones comunes (vea la tabla 17.13). En (*c*), categoría Ces aplicable también a carga transversal.

TABLA 17.13 Categorías de esfuerzos por fatiga para miembros de puente

(*a*) Categorías de esfuerzos para conexiones típicas

Tipo de conexión	Figura No.	Esfuerzo	Categoría
Punta de los atiesadores transversales	17.13*a*	Tensión o inversión	*C*
Soldadura a tope en patines	17.13*b*	Tensión o inversión	*B*
Placa de conexión para arriostramiento lateral (soldadura de ranura supuesta con R ≥ 24 in)	17.13*c*	Tensión o inversión	*B*
Patín al alma	17.13*d*	Cortante	*F*

(*b*) Categoría de esfuerzo para las condiciones de soldadura en la Fig. 17.13*c*

Condición de la soldadura*	Categoría
Espesor desigual; refuerzo en el lugar	*E*
Espesor desigual; refuerzo retirado	*D*
Espesor igual; refuerzo en el lugar	*C*
Espesor igual; refuerzo retirado	*B*

(*c*) Categorías de esfuerzo para los radios *R* en la Fig. 17.13c

	Categoría para las soldaduras	
R, in†	Filete	Ranura
24 o más	*D*	*B*
De 6 a 24	*D*	*C*
De 2 a 6	*D*	*D*
2 o menor	*E*	*E*

*Para carga transversal, revise el radio de transición para una posible asignación de menor categoría.
†También se aplica a la carga transversal.

considerable esbeltez y de casi dos veces el tamaño de los claros que se logran por medio de trabes cubiertas de concreto. La aplicación más generalizada de los pisos ortotrópicos es sobre trabes continuas para dos y hasta cinco claros sobre cruces de ríos a bajo nivel, en áreas metropolitanas donde los niveles deben reducirse y los accesorios ser cortos. Este tipo de construcción se ha utilizado para claros principales de hasta 1100 ft, con arriostramientos con cables por arriba y hasta de 856 ft sin tales arriostramientos. Existen algunos puentes espectaculares de nivel alto con trabes ortotrópicas y algunos puentes colgantes y de arco con trabes rigidizantes ortotrópicas. En algunos de estos últimos se han combinado las trabes y el piso en una sección de caja con forma de lente simple, que tiene gran rigidez y poca resistencia aerodinámica.

17.13.1 Trabes de caja

Las trabes de alma simple o de caja se usan para puentes ortotrópicos. Se prefieren las trabes de caja si la estructura está restringida en su peralte. Por su rigidez inherente, es posible reducir u omitir los sistemas transversales de arrriostramiento. En sección transversal, son rectangulares y, a veces, trapezoidales. Las dimensiones mínimas de las trabes de caja se controlan por condiciones de accesibilidad y facilidad de fabricación.

Los pisos anchos se soportan por medio de trabes de caja simple o de caja doble. Las cajas amplias simples se han construido con almas múltiples o con armaduras interiores secundarias. Las vigas de piso voladizas algunas veces se soportan por medio de puntales en diagonal.

TABLA 17.14 Rango *FSR** del esfuerzo permisible de fatiga, en ksi, para miembros de puentes

Para estructuras con trayectorias redundantes de carga†				
Categoría	Para 100 000 ciclos	Para 500000 ciclos	Para 2 000 000 de ciclos	Para más de 2 000 000 de ciclos
A	60	36	24	24
B	45	27.5	18	16
C	32	19	13	10 12‡
D	27	16	10	7
E	21	12.5	8	5
E'	16	9.4	5.8	2.6
F	15	12	9	8

Para estructuras sin trayectorias redundantes de carga				
Categoría	Para 100 000 ciclos	Para 500 000 ciclos	Para 2 000 000 de ciclos	Para más de2 000 000 de ciclos
A	36	24	24	24
B	27.5	18	16	16
C	19	13	10 12‡	9 11‡
D	16	10	7	5
E§	12.5	8	5	2.5
F	12	9	8	7

*El rango del esfuerzo se define como la diferencia algebraica entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo mínimo. El esfuerzo de tensión se considera que tiene un signo algebraico opuesto al del esfuerzo de compresión.

†Tipos de estructura con trayectorias de carga múltiple donde una simple fractura en un miembro no puede conducir al colapso. Por ejemplo, un puente simplemente apoyado de vigas múltipes de claro sencillo o un miembro de armadura de barra de ojo de elementos múltiples, tiene trayectorias redundantes de carga.

‡Para soldaduras en atiesadores transversales sobre almas o patines de trabes.

§Las cubreplacas soldadas de longitud parcial, no deben usarse sobre patines con más de 0.8 in de espesor en estructuras sin trayectorias redundantes de carga.

17.13.2 Relaciones peralte-claro

Los plafones de trabe son paralelos a la cubierta, ahusados o curvos. Los patines paralelos, algunas veces con claros laterales ahusados, en general se usan en trabes no arriostradas con una relación del peralte al claro principal tan baja como 1:70. Las trabes de patines paralelos no arriostradas están prácticamente restringidas a estructuras de nivel alto en donde el paso libre no está restringido. Las trabes no arriostradas de nivel bajo se diseñan con plafones curvos, con relación mínima de peralte a claro principal de alrededor de 1 a 25 sobre los pilares principales, y de 1:50 en la sección menos profunda.

17.13.3 Sistemas con cables de suspensión y cubiertas ortotrópicas

Los claros principales de puentes pueden tener sus trabes suspendidas de o directamente soportadas por cables que cuelgan de torres o pilones. Los cables son curvos si las trabes están suspendidas en cada viga de piso (puentes colgantes); de otra manera,

TABLA 17.15 Ciclos de esfuerzos permisibles para miembros de puentes

Miembros principales (longitudinales) portadores de carga				
Tipo de camino	Caso	ADTT*	Carga de camión	Carga de carril†
Autopistas, vías rápidas, carreteras principales y avenidas	I	2500 o más	2 000 000‡	500 000
Autopistas, vías rápidas, carreteras principales y avenidas	II	menos de 2500	500 000	100 000
Otros caminos y avenidas no incluidos en los casos I o II	III		100 000	100 000

Miembros transversales y conexiones sometidas a cargas rodantes			
Tipo de camino	Caso	ADTT*	Carga de camión
Autopistas, vías rápidas, carreteras principales y avenidas	I	2500 o más	más de 2 000 000
Autopistas, vías rápidas, carreteras principales y avenidas	II	menos de 2500	2 000 000
Otros caminos y avenidas	III		500 000

*Tránsito promedio diario de camiones (en una dirección)
†Los miembros longitudinales deben también revisarse por carga de camiones.
‡Los miembros deben también investigarse por fatiga cuando se produzcan más de 2 000 000 de ciclos de esfuerzos por un solo camión sobre el puente con carga distribuida a las trabes designadas para carga en carril de tránsito.

son rectos (puentes atirantados). En éstos últimos, los cables pueden extenderse desde las pilones hasta las conexiones con las trabes en hileras, paralelos entre sí (tipo arpa) o en manojos (radiando desde las pilones). Vea la figura 17.26.

Cada tirante agrega un grado de indeterminación estática al sistema. Para que las condiciones reales concuerden con las hipótesis de diseño, la longitud del cable debe ser ajustable en los anclajes de las trabes o en las silletas de las torres. (Vea también la sección 17.16.)

17.13.4 Grados de acero

En el acero que se emplea con más frecuencia en placas ortotrópicas es acero estructural de baja aleación, soldable y de alta resistencia, el M270, grado 50. El espesor mínimo de placa rara vez es inferior a 7/16 de in (10 mm), para evitar las deflexiones excesivas bajo cargas fuertes de rueda. El espesor máximo rara vez excede 3/4 de in debido a la disminución en los esfuerzos permisibles de trabajo del acero de baja aleación y de alta resistencia, y al aumento de los tamaños de soldadura a tope y de filete para placas de espesores mayores.

17.13.5 Vigas de piso

En la práctica, en los claros del piso transversal a las trabes principales, las costillas transversales se substituyen a menudo por vigas de piso. Éstas

se construyen con secciones T invertidas, con la placa de piso actuando como patín superior. Los espaciamientos de las vigas de piso se mantienen constantes de preferencia en cualquier estructura dada. Varían desde 5 a más de 15 ft. Se han sugerido espaciamientos mayores para aumentar la economía.

17.13.6 Costillas

Éstas pueden ser abiertas (Fig. 17.14*a*) o cerradas (Fig. 17.14*b*). El espaciamiento de las costillas abiertas rara vez es menor a 12 in o más de 15 in. El límite inferior está determinado por la accesibilidad para la fabricación y el mantenimiento; el límite superior, por consideraciones de rigidez de la placa de piso. Para reducir las deformaciones del material en la superficie bajo cargas concentradas de tránsito, algunas especificaciones exigen que el espesor de la placa no sea menor de $\frac{1}{25}$ del espaciamiento entre costillas abiertas o entre líneas de soldadura de costillas cerradas.

En general, las costillas longitudinales se hacen continuas a través de ranuras o escotaduras en las almas de las vigas de piso con objeto de evitar una multitud de soldaduras a tope. Los empalmes de las costillas pueden coordinarse con los empalmes transversales de piso.

Las costillas cerradas, debido a su mayor rigidez a la torsión, proporcionan una mejor distribución de carga y, en igualdad de condiciones, requieren menos acero y menos soldadura que las costillas abiertas. Las desventajas de las costillas cerradas son su inaccesibilidad para inspeccionarlas y para el mantenimiento, además de que los empalmes son más complicados por sus detalles. También existen algunas dificultades para definir la soldadura entre las costillas cerradas y la placa de piso.

17.13.7 Fabricación

Los pisos ortotrópicos se fabrican en taller en paneles tan grandes como lo permitan los medios de transporte y montaje. Los paneles de placa para piso se fabrican soldando a tope placa rolada comercial. Las costillas y las vigas de piso se sueldan a filete a la placa del piso en posición invertida. Luego se suelda el piso a las almas de las trabes.

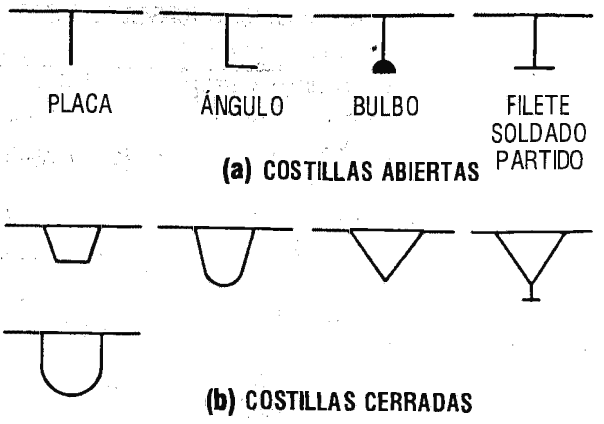


Figura 17.14 Forma de costillas que se usan en placas de piso ortotrópicos.

Es importante programar todas las secuencias de las soldaduras para minimizar la distorsión y los esfuerzos residuales. El método más eficaz es alinear todos los componentes de un panel—placa de piso, costillas, y vigas de piso— antes de comenzar la soldadura, colocar luego la soldadura de filetes de costilla a costilla y de viga de piso a viga de piso, comenzando a partir del centro del panel y procediendo uniformemente hacia las orillas. Puesto que esta secuencia requiere soldadura manual por todas partes, los fabricantes estadounidenses prefieren unir las costillas al piso por medio de soldadura automática de filete, antes de armarlas con las vigas de piso. Después de deslizar las almas de las vigas de piso sobre las costillas, los fabricantes sueldan manualmente sólo las almas de las vigas al piso. Este método exige una evaluación previa cuidadosa de las distorsiones de las costillas, ranuras de las vigas de piso más anchas y; por lo tanto, soldaduras más esenciales o sólo soldadura de un lado de la unión de las costillas a vigas de piso.

17.13.8 Análisis

Se considera que los esfuerzos en los pisos ortotrópicos son el resultado de una sobreposición de cuatro sistemas estáticos:

El *sistema I* consiste en la placa de piso considerada como placa isotrópica soportada elásticamente por las costillas (Fig. 17.15*a*). El piso está sujeto a flexión por las cargas de ruedas entre las costillas.

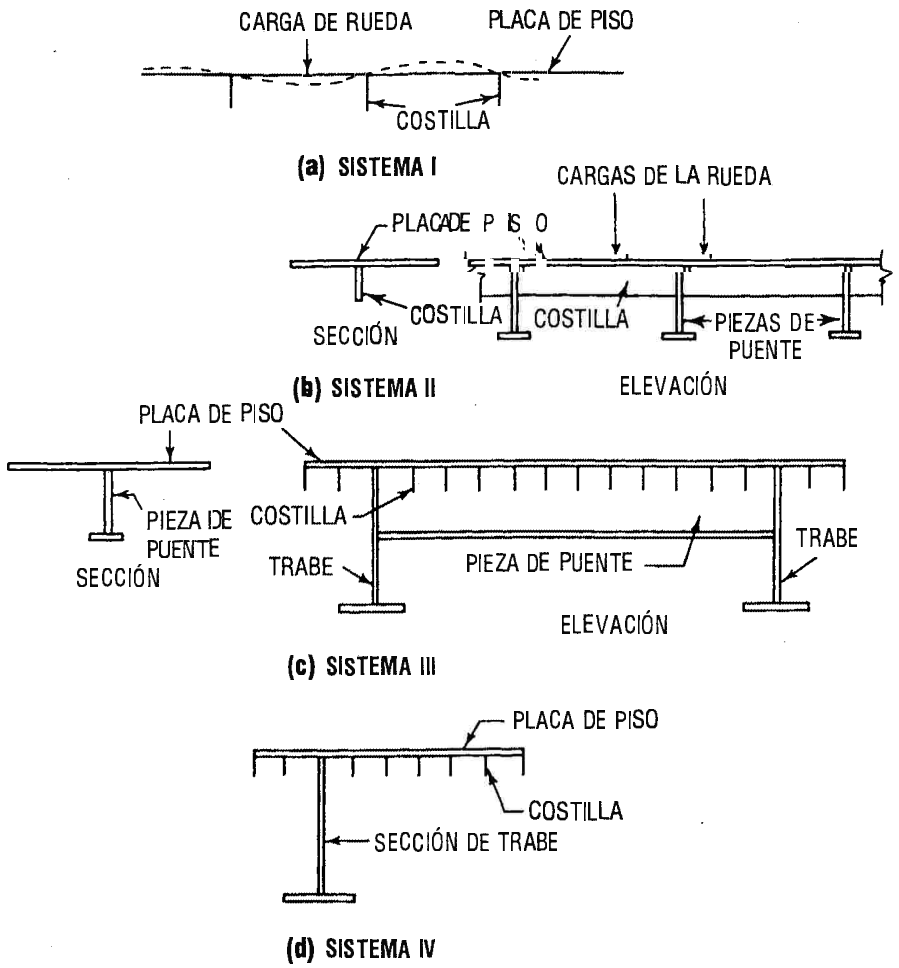


Figura 17.15 Puede considerarse que el piso ortotrópico consta de cuatro sistemas: (*a*) Placa de piso apoyada sobre costillas; (*b*) Vigas T de costillas del piso librando entre vigas de piso; (*c*) Viga de piso con placa de piso como patín superior, apoyada sobre las trabes; (*b*) Trabe con la placa de piso como patín superior.

El *sistema II* combina la placa de piso como elemento transversal, y las costillas como elementos longitudinales. Las costillas son continuas y soportadas elásticamente por las vigas de piso (Fig. 17.15*b*). El análisis ortotrópico proporciona la distribución, en las costillas, de las cargas (ruedas) concentradas, sus esfuerzos a la flexión y a la torsión y, en consecuencia, los esfuerzos axiales y de torsión de la placa de piso como su patín superior.

El *sistema III* combina las costillas con las piezas y se le trata como un sistema ortotrópico o como una parrilla (Fig. 17.15*c*). El análisis de este sistema proporciona los esfuerzos a la flexión de las vigas de piso, incluso los esfuerzos que recibe la placa de piso como patín superior.

El *sistema IV* comprende las trabes principales con el piso ortotrópico como patín superior (Fig. 17.15*d*). Los esfuerzos axiales en la placa de piso y en las costillas, y los esfuerzos cortantes en la placa de piso, se obtienen a partir del análisis de la flexión y la torsión de las trabes principales, por métodos convencionales.

En teoría, la placa de piso debe diseñarse para los esfuerzos principales máximos que pudieran provenir del efecto simultáneo de los cuatro sistemas. Prácticamente, debido a la rara coincidencia de los máximos de todos los sistemas, y en vista de la gran reserva de resistencia inherente del piso como una membrana (esfuerzos de segundo orden), un diseño es en general satisfactorio si los

esfuerzos de cualquier sistema no exceden el 100% de los esfuerzos de trabajo permisibles y 125% de una combinación de dos sistemas cualesquiera.

En el diseño de puentes de trabes de claro largo, debe prestarse atención especial a la estabilidad contra el pandeo de las almas peraltadas y del piso. Asimismo, debe darse una consideración especial a las situaciones que se presentan en las etapas intermedias de la construcción.

17.13.9 Revestimiento del piso de acero

Todos los pisos de acero que soportan tránsito requieren un recubrimiento de algún material no metálico a fin de protegerlos del daño accidental, distribuir las cargas de ruedas, compensar las irregularidades de la superficie y proporcionar una superficie de rodamiento plana y no resbalosa. El revestimiento resulta eficaz si se adhiere con firmeza a la base; de este modo, resiste el desgaste y la distorsión del tránsito bajo cualquier condición. Los problemas surgen debido a las propiedades elásticas y térmicas de la placa de acero, su sensibilidad a la corrosión, la presencia de empalmes de cubierta con pernos y las dificultades para reemplazar o reparar cuando hay tránsito.

El material de revestimiento, en general, es asfáltico. La resistencia es proporcionada por el asfalto mismo (pavimento tipo mástique) o por agregado mineral (pavimento concreto asfáltico). La utilidad de los pavimentos tipo mástique se limita a un reducido intervalo de temperaturas, debajo del cual se vuelven quebradizos; arriba, se ablandan y fluyen. La efectividad del agregado mineral del concreto asfáltico depende de la cuidadosa graduación y de la compactación adecuada, la cual, sobre pisos de acero, algunas veces es difícil de obtener. Las propiedades del asfalto pueden mejorarse agregando mezclas adhesivas o químicos dúctiles de diversas familias de plásticos.

(*Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges*, American Institute of Steel Construction, Chicago Ill.; F. S. Merritt and R. L. Brockenbrough, *Structural Steel Designers' Handbook*, McGraw-Hill 2nd ed., Inc., New York.)

17.14 Puentes de armadura

Las armaduras son celosías formadas por elementos rectos en arreglos triangulares. Aun cuando la construcción del tipo armadura se aplica a casi todos los sistemas estáticos, el término se restringe en esta sección a las estructuras del tipo de vigas: claros simples y estructurales continuas y articuladas (en voladizo). En el caso de configuraciones de armaduras para puentes típicos de claro simple, puede consultarse la figura 6.50. Para el análisis de esfuerzos en las armaduras de puentes, véanse las secciones 6.46 a 6.50.

Los puentes de armadura requieren más trabajo de campo que los trabes armadas semejantes. Además, el mantenimiento de las armaduras es más costoso, debido a la hechura más complicada de los miembros y el difícil acceso a las superficies de acero expuesta. Por estas razones, y como producto de las cambiantes preferencias estéticas, el uso de armaduras está cada vez restringido a puentes de claro largo, donde el peso relativamente bajo y el consecuente fácil manejo de los miembros individuales sean ventajas decisivas.

Las superestructuras de un puente típico de armadura se compone de dos armaduras principales, el sistema de piso, un sistema lateral superior, un sistema lateral inferior, armaduras transversales y los ensambles de apoyo.

Las cubiertas de los puentes carreteros de armadura, en general, son losas de concreto sobre estructuras de acero. En puentes ferroviarios de claro largo, las vías se montan algunas veces de manera directa sobre largueros de acero, aunque se prefiera la continuidad del balasto de la vía a través de la cubierta. Las cubiertas ortotrópicas se usan poco en puentes de armadura.

La mayoría de los puentes de armadura tienen la cubierta localizada entre las armaduras principales, con las piezas de puente conectadas a los postes de la armadura. Como una alternativa, la estructura de la cubierta puede aplicarse sobre la parte superior del cordón superior. Las **armaduras de paso superior** tienen la cubierta en el cordón superior o encima de él (Fig. 17.16); las **armaduras de paso inferior**, cerca del cordón inferior (Fig. 17.17). A las armaduras de paso inferior, cuyo peralte es insuficiente para instalar un sistema lateral superior, se les denomina **armaduras de paso medio o armaduras pony**.

En la figura 17.17 se ilustra un puente típico de armadura en voladizo. El claro principal comprende un claro colgado y dos brazos en voladizo. Los brazos laterales, o ancla, contrabalancean los brazos en voladizo.

Las secciones de los elementos de la armadura se seleccionan para asegurar el uso efectivo del material, los detalles simples para las conexiones y la facilidad en la fabricación, montaje y mantenimiento. De preferencia, deben ser simétricos.

En el diseño de pernos, los elementos están formados por canales o por ángulos y placas que se combinan en secciones abiertas o semiabiertas. Los lados abiertos se arriostran con barras de enlace, placas de sujeción o cubreplacas perforadas. Los elementos soldados de la armadura se hacen de placas. En la figura 17.18 se muestran secciones típicas de miembros de armadura. Para las restricciones de esbeltez de los elementos de la armadura, véase la sección 17.7.

La resistencia de diseños de los miembros que trabajan a la tensión, se controla por su sección neta, esto es, por el área de la sección que queda después de descontar los agujeros de los remaches o de los pernos. En la construcción soldada en taller y atornillada en campo, es algunas veces económico construir miembros a la tensión por soldadura a tope, de tres secciones de diferente espesor o tipo de acero. Las placas más gruesas o de acero de alta resistencia se usan en las secciones extremas, con el fin de compensar la pérdida de sección de los agujeros.

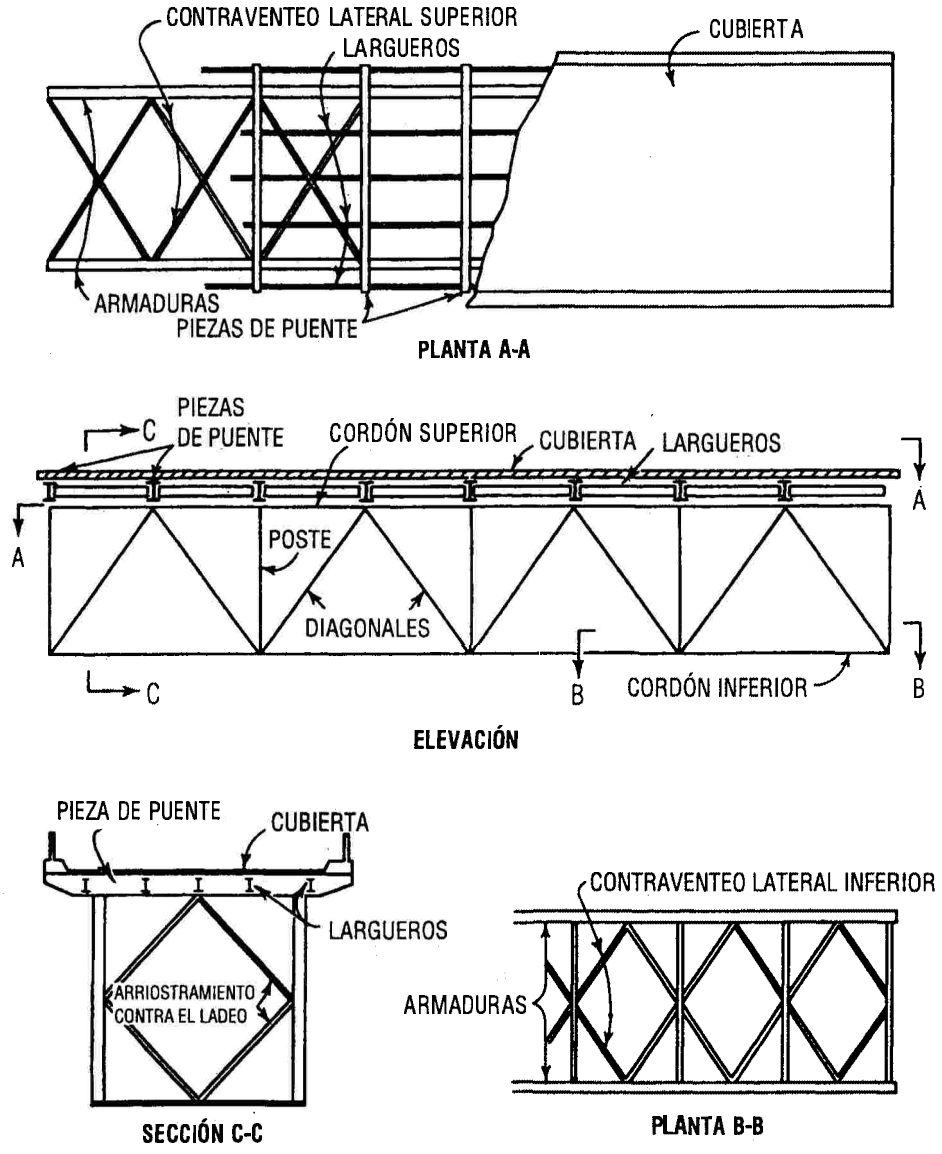


Figura 17.16 Puente de armadura de paso superior.

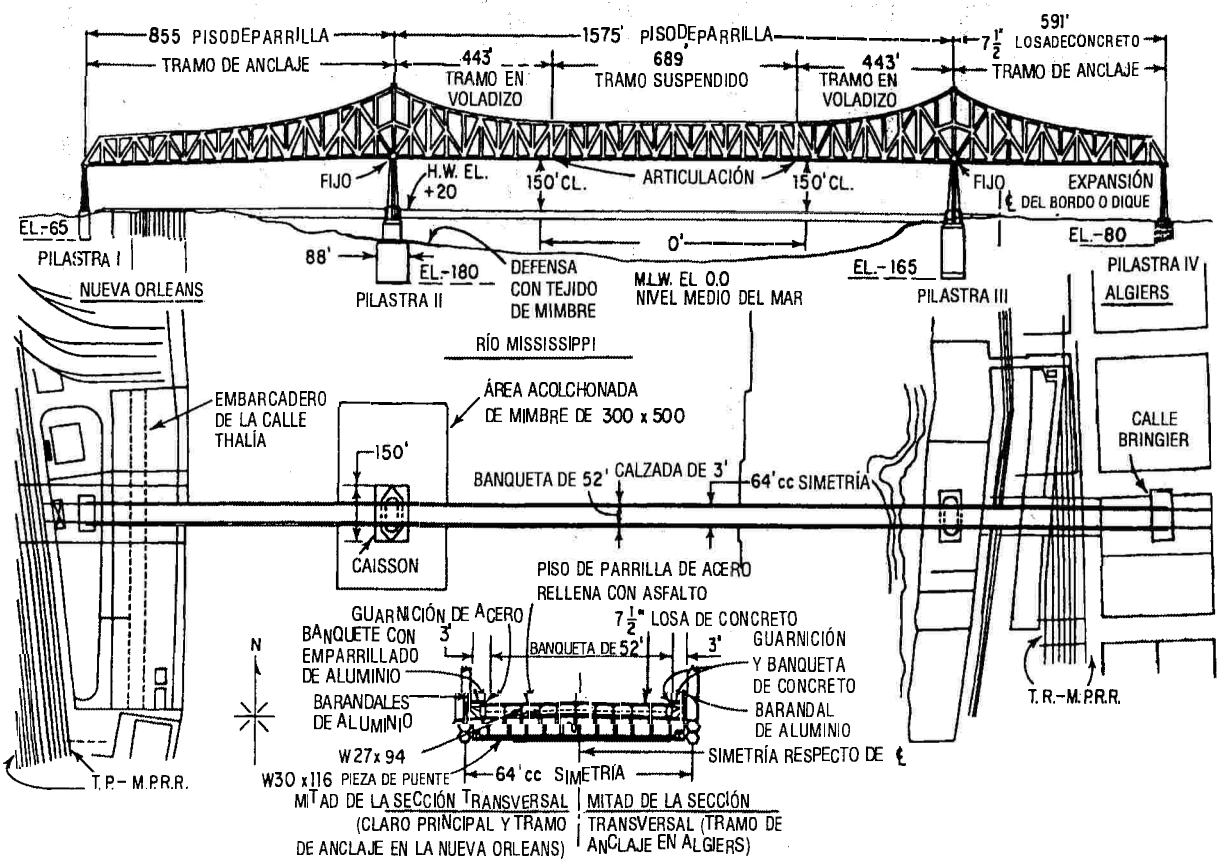


Figura 17.17 Puente de armaduras en voladizo típico.

El esfuerzo permisible, de los elementos a compresión depende de la relación de esbeltez (véase la sección 9.11). Las especificaciones de diseño también imponen restricciones en las relaciones de ancho a espesor de las almas y las cubreplacas, para evitar el pandeo local.

La magnitud de la variación de los esfuerzos se restringe para miembros sujetos a inversión de esfuerzos durante el paso de una carga móvil (sección 9.20).

Todos los elementos compuestos deben rigidizarse por medio de diafragmas, que se ubican en forma estratégica para asegurar su cuadratura. La accesibilidad de todos los miembros y conexiones para su fabricación y mantenimiento debe ser una consideración primordial de diseño.

Siempre que sea posible, cada miembro de alma debe fabricarse de una pieza, que llegue desde el cordón inferior hasta el superior. La longitud de taller de los miembros del cordón puede extenderse a varios tableros. Los empalmes de cordón deben localizarse cerca de juntas e incorporarse a las placas de unión en una junta.

En la mayoría de las armaduras, los miembros se unen con pernos o soldadura con placas de juntas. Las conexiones con pasadores que se usaron con frecuencia en los primeros puentes de armadura son, ahora, la excepción. Como regla, los ejes o las líneas de centros de gravedad de todos los elementos que convergen en una junta, se intersecan en un solo punto (Figs. 17.19 y 17.20).

Los esfuerzos en los elementos de la armadura y en las conexiones, se dividen en esfuerzos primarios y secundarios. Los esfuerzos primarios son los esfuerzos axiales en los miembros de una armadura ideal, cuyas juntas se hacen con pasadores sin fricción y cuyas cargas se aplican en los centros de pasadores. (Secciones 6.46 a 6.50.) Los esfuerzos secundarios son los que se producen por falta de exactitud de las suposiciones anteriores. (Algunas especificaciones exigen el cálculo de los esfuerzos por flexión en elementos que trabajan a compre-

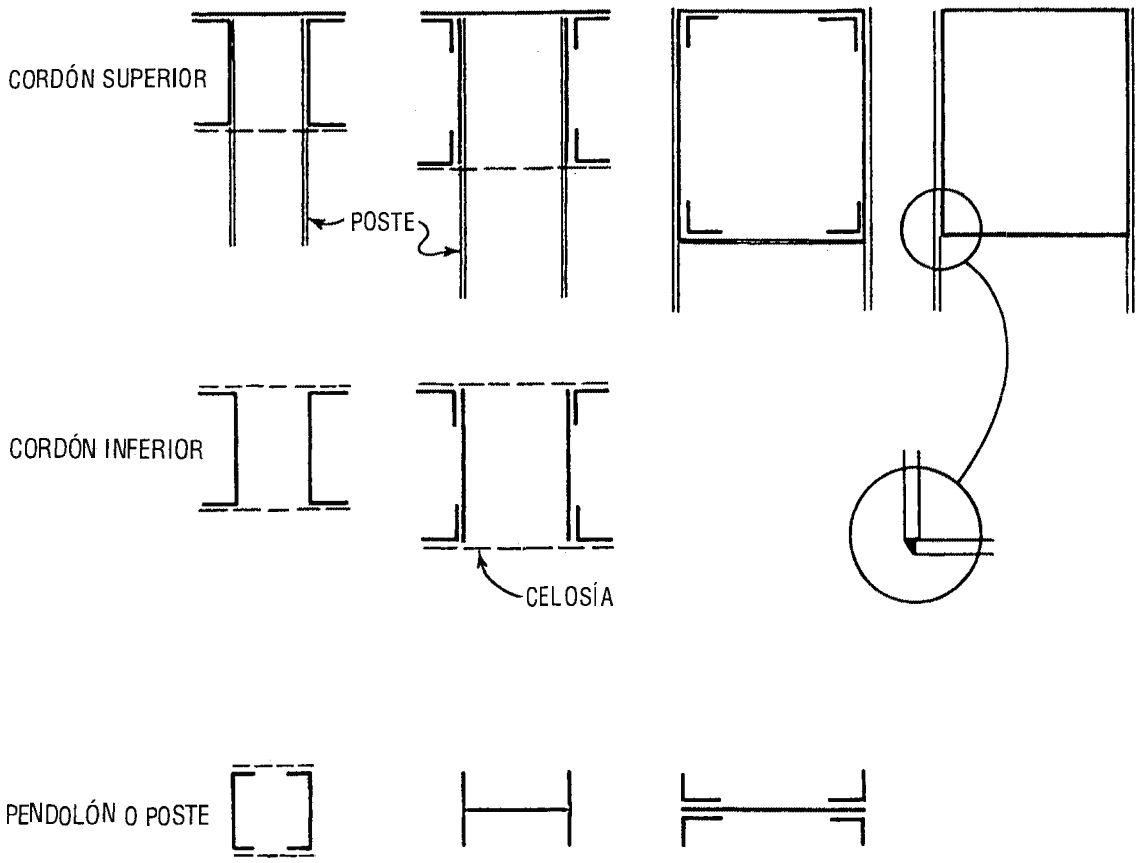


Figura 17.18 Secciones típicas empleadas en armaduras de puentes de acero.

sión producidos por su propio peso como esfuerzo primario.) En las condiciones ordinarias, los esfuerzos secundarios deben calcularse solamente para miembros cuyo peralte sea mayor que la décima parte de su longitud.

(F. S. Merritt and R. L. Brockenbrough, *Structural Steel Designers' Handbook* 2nd ed., McGraw-Hill Inc., New York.)

17.15 Puentes colgantes

Actualmente son preferidos generalmente para claros mayores de 1800 ft y compiten con otros sistemas en claros más cortos.

El sistema estructural básico consiste de cables principales flexibles (a veces cadenas de argollas) y, suspendidos de ellos, trabes o armaduras rigidizantes (denominadas en general "vigas de rigidización") que soportan la estructura de la cubierta. Los carriles de tránsito vehicular se acomodan, por regla general, entre los sistemas principales de soporte. Las banquetas, entre los sistemas principales o en voladizo a ambos lados.

17.15.1 Vigas de rigidización

Los propósitos de las vigas de rigidización son distribuir las cargas concentradas, reducir las deflexiones locales, actuar como cordones del sistema lateral, y asegurar la estabilidad aerodinámica de la estructura. El espaciamiento de las vigas de rigidización está regido por el ancho de la calzada, pero rara vez es menor que $\frac{1}{50}$ del claro.

Las vigas de rigidización pueden ser trabes armadas, trabes de caja, o armaduras; estas últimas se prefieren por su menor resistencia al viento. En puentes mayores, su peralte es por lo menos de $\frac{1}{180}$ del claro principal. Las armaduras de rigidización se han construido con diferentes peraltes. Las longitudes de tablero pueden ser iguales al doble o la

mitad del espaciamiento de las piezas de puente, de manera que las diagonales de las armaduras estén aproximadamente a 45°.

17.15.2 Anclajes

Los cables principales se anclan en bloques masivos de concreto o, cuando la roca subrasante es capaz de resistir la tensión del cable, en túneles rellenos de concreto. O se conectan los cables principales a los extremos de las trabes rigidizadoras, que estarán entonces sujetas a compresión longitudinal, igual a componente horizontal de la tensión del cable.

17.15.3 Continuidad

Los puentes colgantes de un solo claro son raros en los proyectos de ingenieria. Pueden situarse en los cruces de cañones, en donde la roca de ambos lados proporciona un cimiento seguro para los anclajes de los cables de alto nivel.

La mayoría de los puentes suspendidos tienen cables principales colgados de dos torres. Tales puentes consisten, en consecuencia, de un claro principal y dos laterales. Las proporciones preferidas del claro lateral al claro principal son 1:4 a 1:2. Las relaciones de la flecha del cable en claro principal quedan, de preferencia, en el intervalo de 1:9 a 1:11, y rara vez menos de 1:12.

Si los claros laterales son suficientemente cortos, los cables principales pueden caer directamente desde la parte superior de las torres a los anclajes. En ese caso, la cubierta se lleva a los estribos sobre armaduras o trabes armadas independientes de un claro simple. De otra forma, el sistema de suspensión se extiende sobre ambos claros laterales hasta los pilares próximos. Allí, los cables cambian su dirección hacia los anclajes. El primer sistema per-

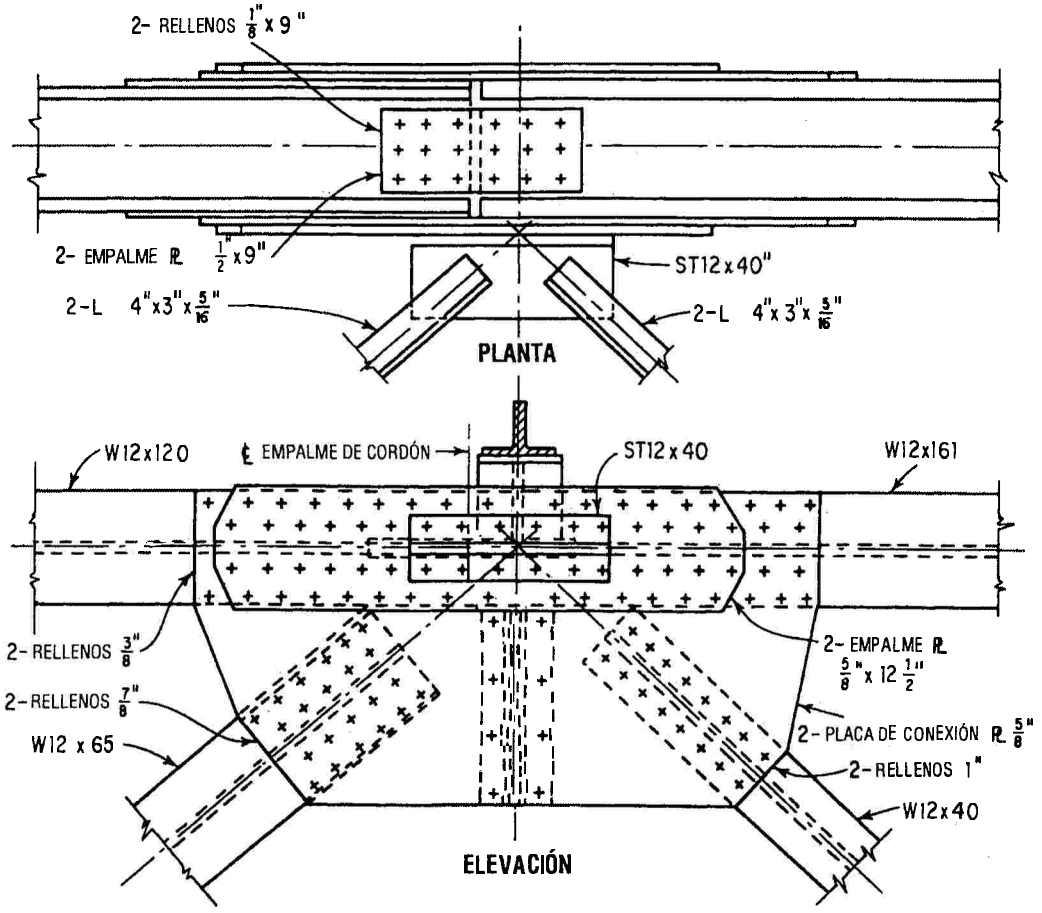


Figura 17.19 Unión en el cordón superior de un puente de armaduras.

mite al proyectista algún margen en el alineamiento; por ejemplo, en caminos en curva. El segundo exige claros laterales rectos, alineados con el claro principal. Éste es el sistema más común para aquellos puentes colgantes que son eslabones en una cadena de cruces con claros múltiples.

Cuando no están suspendidos los claros laterales, la viga de rigidización se restringe, por supuesto, al claro principal. Cuando están suspendidos, las vigas de rigidización de los tres claros pueden ser continuas o discontinuas en las torres. La continuidad de las vigas de rigidización se requiere cuando el extremo de los cables en puentes colgantes autoanclados se ancla a las vigas de rigidización.

17.15.4 Sistemas de cable

Las péndolas entre los cables principales y las vigas de rigidización, en general, están espaciadas de manera uniforme y son verticales. Algunas veces para mayor estabilidad aerodinámica, las péndolas se entretejen con diagonales que se originan en las torres. Las péndolas en zigzag también se han utilizado como sistema.

Los cables principales, las péndolas y las vigas de rigidización (trabes o armaduras) suelen estar dispuestos en planos verticales, simétricos respecto del eje longitudinal del puente. Son raros los puentes con cables y péndolas con inclinación hacia dentro o hacia fuera y con vigas rigidizadoras sobresalientes.

La estabilidad tridimensional se proporciona por sistema laterales en la parte superior e inferior y por estructuras transversales, similares a los que se usan en puentes de trabes y armaduras ordinarios. Las cubiertas rígidas de rodamiento pueden ocupar el lugar de alguno o de ambos sistemas laterales.

En Estados Unidos, los cables principales suelen fabricarse de alambre galvanizado para puente, calibre No. 6, de 220 a 225 ksi de resistencia última y de 82 a un máximo de 90 ksi de esfuerzo de trabajo. Pueden colocarse los alambres trenzados a un paralelo, compactados y amarrados con alambre No. 9. En Europa, a veces se usan alambres de acero fundido y trenzados con tratamiento térmico, en forma elaboradas. Las trenzas deben preestirarse. Éstos tienen un módulo de elasticidad más bajo y menos seguro que los alambres paralelos. Los cables más pesados, los del puente Golden Gate, son de 36 in de diámetro, aproximadamente. Se usan cables gemelos si se necesitan secciones mayores.

Los suspendedores o péndolas pueden ser barras de argollas, varillas, cuerdas de acero simples, o pares de cuerdas colgadas del cable principal. Las conexiones al cable principal se hacen con bandas cableadas. Éstas son de acero fundido, y sus caras interiores se moldean para que se ajusten a la forma y dimensiones del cable principal. Las bandas se sujetan abrazando el cable y fijándolas con pernos de alta resistencia.

17.15.5 Sistema de piso

En el diseño del sistema de piso, debe considerarse primero la reducción de la carga muerta y la resistencia a las corrientes verticales de aire. La cubierta se hace, por lo común, de concreto aligerado o de rejilla de acero rellena en forma parcial con concreto. Deben colocarse juntas de expansión cada 100 a 120 ft, a fin de evitar la mutua interferencia entre

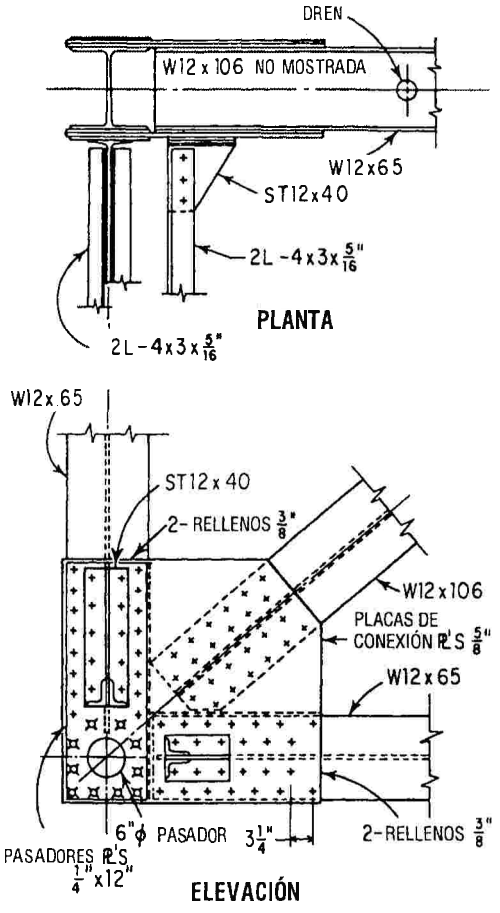


Figura 17.20 Unión con pasadores en el cordón inferior de un puente de armadura en el apoyo.

cubierta y la estructura principal. Los largueros deben hacerse en composición con la cubierta para mayores resistencia y rigidez. Las piezas de puentes pueden ser de trabes armadas o armaduras, según el claro disponible. En armaduras, la oposición al viento es menor.

Como opción de la estructura normal de piso, suelen usarse de manera ventajosa las cubiertas ortotrópicas (sección 17.13).

17.15.6 Torres

Las torres pueden ser del tipo de portal, de niveles múltiples o estructuras arriostradas en forma diagonal (Fig. 17.21). Estas torres son de construcción celular, hechas de placas y perfiles de acero, o celosías de acero o de concreto reforzado. La subestructura bajo la línea de "salpicadura" es de concreto. La base de las torres de acero suele empotrarse, pero puede ser articulada. (Las torres articuladas ofrecen algunas dificultades de erección.) Las ensilladuras o asientos de cable en la parte superior de las torres empotradas, se colocan algunas veces sobre rodillos, a fin de reducir el efecto sobre las torres de las deflexiones del cable no balanceadas. Los caballetes de los cables pueden considerarse como torres cortas, sean fijos o articulados, cuyo eje coincide con el bisector del ángulo formado por el cable.

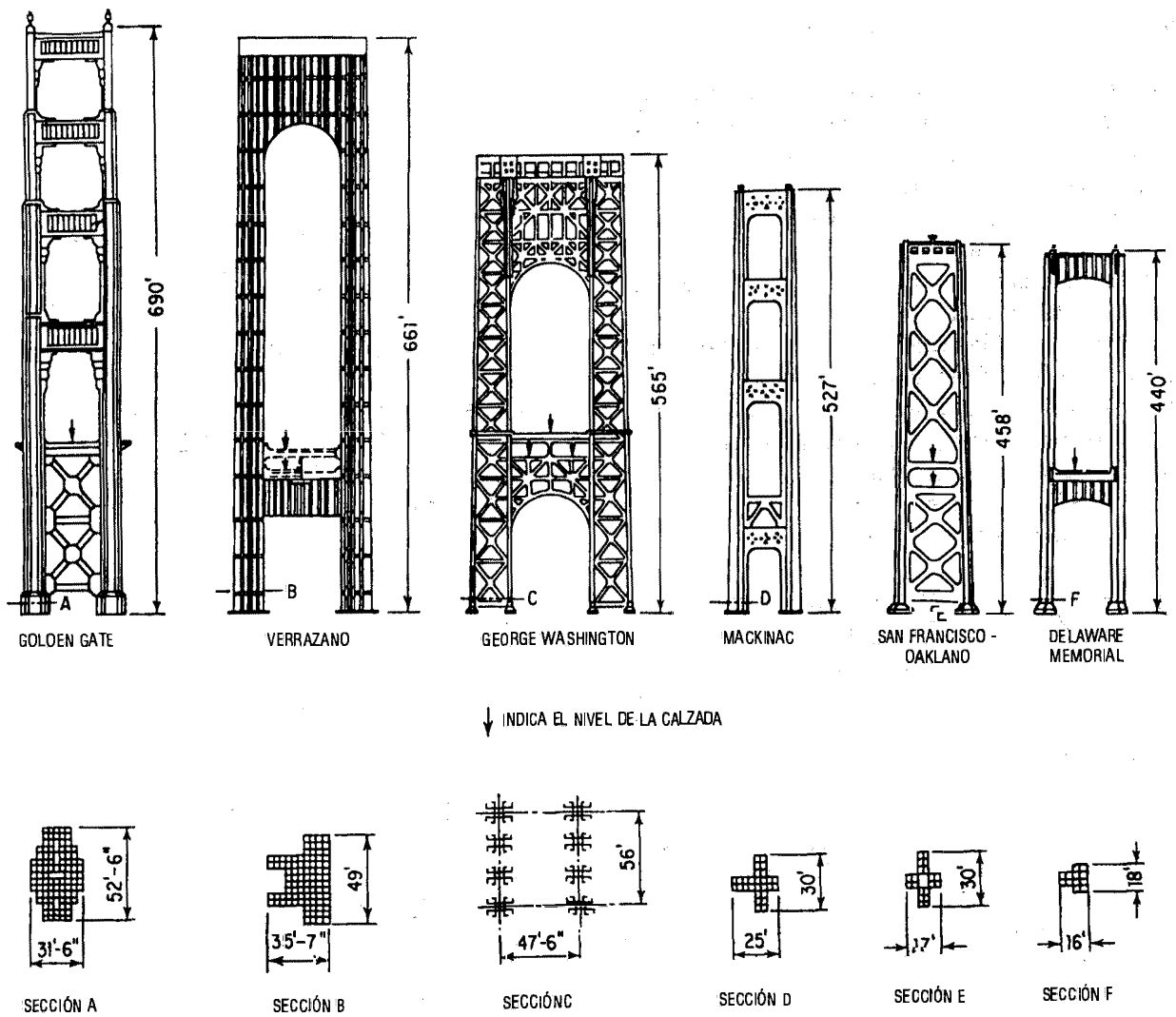


Figura 17.21 Tipos de torres empleadas para puentes colgantes grandes.

17.15.7 Análisis

Para cargas de gravedad, los tres elementos de un puente colgante en un plano vertical —cable o cadena principal, las péndolas y la viga de rigidización— se consideran como un solo sistema. El sistema de péndolas o suspendedores discretos se consideran a menudo como una suspensión continua.

La viga de rigidización se supone como libre de esfuerzos bajo carga muerta, una condición aproximada por los métodos apropiados de montaje. Los momentos cortantes se producen por la parte de la carga viva que no se absorbe por el cable principal a través de las péndolas. También los momentos flexionantes y cortantes se producen por los cambios en la longitud y flecha del cable, debido a las variaciones de temperatura o cargas desbalanceadas de los claros adyacentes. Las deflexiones de la viga de rigidización son estrictamente elásticas; esto es, si se desperdicia el efecto cortante, la curvatura de cualquier sección de la línea elástica de la viga cargada es proporcional al momento flexionante, dividido entre el momento de inercia de esa sección.

Las péndolas sólo están sujetas a tensión. Su alargamiento bajo carga viva es normalmente despreciada en el análisis.

También el cable principal, para fines de análisis, se supone que no tiene rigidez a la flexión y que sólo está sujeto a la tensión axial. Su forma es la de un polígono funicular de las fuerzas aplicadas (que incluyen el peso muerto del cable). La distancia al polo H, en libras, que es la componente horizontal de la tensión del cable, es constante para una carga y una flecha dadas. La forma del cable bajo cargas dadas, esto, es su ordenada y, en ft, y la tangente de la pendiente α en cualquier punto con abscisa x, en ft, puede expresarse en términos del momento M_o, en ft-kips, y cortante V, en kips de una viga simple del mismo claro L, en ft; tendría el cable bajo la misma carga (Fig. 17.22).

$$y = \frac{M_o}{H} \tan \alpha = \frac{V}{H} \qquad (17.7)$$

En el caso especial de una carga uniforme w, en kips / ft lin,

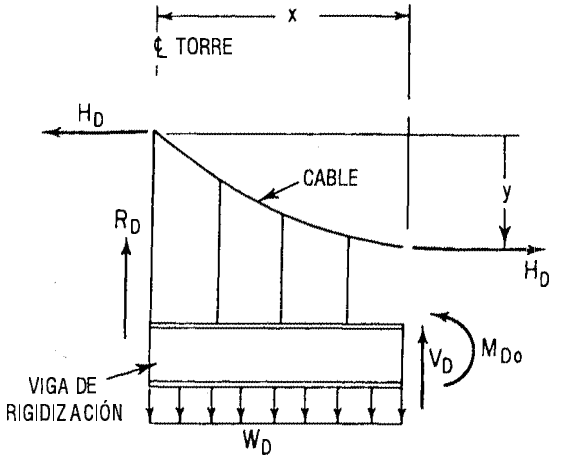
$$H = \frac{wL^2}{8f} \qquad (17.8)$$

$$y = \frac{wx(L-x)}{2H} \text{ o } y = \frac{4fx(L-x)}{L^2} \qquad (17.9)$$

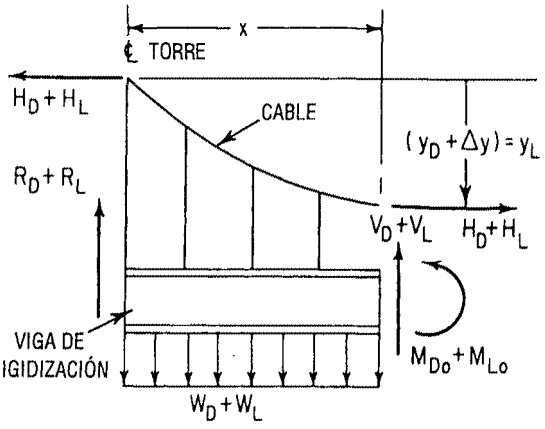
donde f = flecha del cable, ft.

La forma del cable bajo su propio peso sin carga suspendida sería una catenaria; bajo carga muerta plena, la forma del cable se aproxima usualmente a una parábola. La diferencia es pequeña.

La carga viva concentrada o en secciones uniformes, sobrepuesta a la carga muerta, somete al cable una deformación o tirantez adicional y ocasiona que se ajuste su forma a la configuración modificada por la carga. Las deformaciones que se producen no son exactamente proporcionales a las cargas adicionales; su magnitud está influida por los esfuerzos de carga muerta ya existentes.



(a) CARGA MUERTA EN EL PUENTE



(b) CARGA VIVA SOBREPUESTA

Figura 17.22 Esfuerzos en el cable y la viga de rigidización de un puente colgante.

Si M_o es el momento flexionante de la viga de rigidización bajo la carga aplicada pero sin cooperación del cable, el momento de la viga M con cooperación del cable será

$$M = M_o - H y \tag{17.10}$$

Más específicamente, con los subíndices D y L para carga muerta y carga viva, respectivamente, y considerando que

$$y_L = y_D + \Delta y \tag{17.11}$$

se obtiene la siguiente expresión para el momento flexionante de la carga muerta más la carga viva sobre la viga (véase la figura 17.22*b*):

$$M = M_D + M_L = M_{D0} + M_{L0}$$

$$- (H_D + H_L)\,(y_D + \Delta y)$$

Pero, puesto que $M_D = M_{D0} - H_D y_D = 0$, debido a que la viga de rigidización no tiene momento flexionante bajo carga muerta (idealmente),

$$M = M_{L0} - (H_D + H_L)\,\Delta y - H_L y_D \tag{17.12}$$

Ésta es la ecuación básica del sistema cable-viga.

En esta ecuación, M_{L0}, H_D, y y_D están dados, H_L y Δy deben determinarse de manera que las condiciones del equilibrio estático de todas las fuerzas y la compatibilidad geométrica de todas las deformaciones se satisfagan a través de todo el sistema.

La solución matemática exacta del problema se conoce como teoría de la deflexión. Una vieja teoría, menos exacta, se conoce como teoría elástica. Además de éstas, existen diversos métodos aproximados basados en las regularidades observadas en el comportamiento de los puentes colgantes, que son suficientemente precisos para servir como diseño preliminar.

17.15.8 Resistencia al viento

La reacción del viento en los cables principales y sobre parte de las péndolas se lleva a las torres por medio de los cables. La acción del viento sobre la cubierta, las vigas de rigidización y la carga viva es resistida principalmente por el sistema lateral de contraventeo y ligeramente por los cables, debido a la componente de gravedad que se produce por cualquier deflexión lateral elástica del sistema principal de soporte.

La carga viva, sismos o vientos pueden generar oscilaciones de la estructura. Las vibraciones por carga viva son insignificantes en los puentes muy grandes. La carga por sismos rara vez rige el diseño (N. C. Raab y H. C. Wood, "Earthquake Stresses in the San Francisco-Oakland Bay Bridge", *Transactions for the American Society of Civil Engineers*, vol. 106, 1941). Las oscilaciones debidas al viento, sin embargo, pueden llegar a ser peligrosas si se forman amplitudes excesivas, esto, es, si los impulsos de excitación se aproximan a la frecuencia natural de la estructura. Las fuerzas de oscilación por viento las causan remolinos que pueden generarse fuera o dentro de la estructura misma, especialmente a sotavento de placas grandes. Las oscilaciones de la estructura pueden ser simplemente flexionantes, o puramente torsionantes, o combinadas (resonancia); las dos últimas son las más peligrosas.

Los métodos para predecir el comportamiento aerodinámico de los puentes colgantes incluyen:

Análisis matemático de la frecuencia natural de la estructura a la flexión y a la torsión [F. Bleich, C. B. McCullogh, R. Rosecrans and G. S. Vincent, *Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges*, Goverment Printing Office, Washington, D. C.: A. G. Pugsley, *Theory of Suspension Bridges*, Edward Arnold (Publishers) Ltd., London].

Pruebas en túnel de viento sobre modelos a escala de la estructura completa o de secciones típicas (*Aerodynamic Stability of Suspension Bridges with Special Reference to the Tacoma Narrows Bridge*, University of Washington Engineering Experiment Station Bulletin 116).

Aplicación del criterio de Steinman (existe controversia) (D. B. Steinman, *Rigidity and Aerodynamic Stability of Suspension Bridges*, con análisis, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 110, 1945).

Con objeto de evitar oscilaciones grandes o molestas, y a fin de reducir la resistencia al aire, se usan armaduras en lugar de trabes para las vigas de rigidización y proporcionar aperturas en la cubierta (por ejemplo, se usa un emparrillado de acero).

Además, para aumentar la rigidez de la estructura, se utilizan vigas de rigidización continuas, quepasen más allá de las torres, y tirantes diagonales (*Aerodynamic Stability of Suspension Bridges*, 1952 Report of Advisory Board, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 120, 1955).

17.15.9 Esfuerzo en la torre

Las torres deben resistir las fuerzas impuestas sobre ellas por los cables principales, además de las cargas de viento y de gravedad que actúan directamente.

Deben considerarse las siguientes fuerzas: las componentes verticales de los cables principales en los claros lateral y principal, bajo carga muerta, carga viva, cambios de temperatura y viento; el viento actuando sobre los cables principales, tanto en forma paralela como transversal al eje del puente, las reacciones a los movimientos longitudinales del cable debidos a la carga no balanceada. Estas reacciones se desarrollarán a menos que los movimientos sean absorbidos por articulaciones o por juegos de rodillos sin fricción. Teóricamente, la magnitud de estos movimientos es afectada por la resistencia a la flexión Q de las torres; pero este efecto, debido a que es comparativamente pequeño, resulta insignificante.

El movimiento de la parte superior de la torre genera momentos flexionantes. Éstos se incrementan desde la parte superior a la inferior, según la expresión:

$$M_x = Vy + Qx \qquad (17.13)$$

donde V = la reacción vertical de cable
x = la distancia por abajo del tope
y = la deflexión horizontal en x
Q = la resistencia horizontal en la parte superior

La magnitud de Q es tal que la deflexión total es igual que el movimiento longitudinal del cable. Éste se encuentra resolviendo la ecuación diferencial para la curva elástica del eje de la torre. En consecuencia,

$$y = A \operatorname{sen} cx + B \cos cx - \frac{Q}{V}x \qquad (17.14)$$

$$= \frac{Q}{V}\left(\frac{\operatorname{sen} cx}{c\cos cL} - x\right)$$

en la que $c = \sqrt{V/EI}$, I = momento de inercia y E = módulo de elasticidad de la torre, si las torres tienen secciones transversales constantes. El momento flexionante en x es

$$M_x = \frac{Q\operatorname{sen} cx}{c\cos cL} \qquad (17.15)$$

donde L = altura de las torres.

Si, como es usual, la sección transversal de la torre cambia en varias etapas, los coeficientes A y B en la ecuación (17.14) difieren de sección a sección. Se encuentran a partir de las condiciones de continuidad en cada etapa.

Los anclajes y las zapatas se diseñan para lograr la seguridad adecuada contra los levantamientos, ladeamiento y deslizamiento bajo cualquier combinación posible de las fuerzas que entran en acción.

(S. Hardesty y H. E. Wessman, *Preliminary Design of Suspension Bridges*, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 104, 1939; R. J. Atkinson y R. V. Southard, *On the Problem of Stiffened Suspension Bridges and Its Treatment by Relaxation Methods*, Proceedings of the Institute of Civil Engineers, 1939; C. D. Crosthwaite, *The Corrected Theory of the Stiffened Suspension Bridge*, Procceedings of the Institute Civil Engineers, 1946; Ling-Hi Tsein, *A Simplified Method of Analizing Suspension Bridges*, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 114, 1947; F. S. Merritt and R. L. Brockenbrough, *Structural Steel Desnigers' Handbook*, McGraw-Hill Inc., New York.)

17.16 Puentes atirantados*

El puente atirantado, también llamado trabe atirantada (o armadura), se usa cada vez más, desde 1950, en puentes de claros medios y largos, debido a su economía, rigidez, cualidades estéticas y facilidad de montaje sin obra falsa. El diseño de tales puentes utiliza cables tirantes, los cuales conectan los pilones al claro con objeto de proporcionar apoyo intermedio. Este principio ha sido entendido por los ingenieros de puentes, desde hace dos siglos, como

*Tomado con autorización de F. S. Merritt y R. L. Brockenbrough, del *Structural Steel Designers Handbook*, 2a. ed. McGraw-Hill Inc., NewYork.

se evidencia en el puente que muestra la figura 17.23. Los Roeblings usaron tirantes como elementos suplementarios de rigidización, en el famoso puente de Brooklyn (1883). Muchos puentes construidos y propuestos recientemente, incorporan en su diseño cables atirantados cuando tuvieron que considerarse efectos dinámicos (ferrocarriles) y de gran claro, como en el puente Salazar.

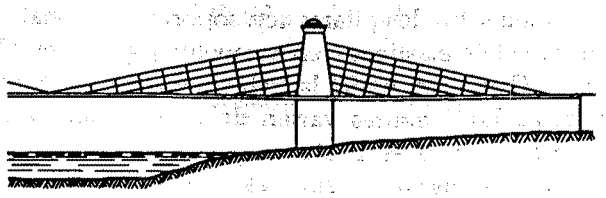


Figura 17.23 Puente de cable atirantado con cadenas (sistema Hatley, 1840).

17.16.1 Características de los puentes atirantados

El puente atirantado ofrece una solución económica y adecuada para puentes de claros intermedios que caen entre los de cubierta de trabes (en general hasta 600 u 800 ft, pero que requieren peraltes extremos hasta de 33 ft) y los puentes colgantes de gran claro (más de 1000 ft). El puente atirantado encuentra aplicación, de este modo, en el intervalo de claros de 600 a 1600 ft, pero puede ser competitivo por su costo de claros de hasta 2900 ft.

Un puente atirantado tiene la ventaja de mayor rigidez sobre un puente colgante. Al usar trabes de caja simple o múltiples, se obtiene gran rigidez torsional y lateral. Estos factores confieren estabilidad a la estructura contra los efectos de viento y aerodinámicos.

La manera de comportarse de un puente atirantado es (Fig. 17.24) muy diferente de la de un puente colgante. En contraste con los cables relativamente flexibles de los puentes colgantes, los tirantes rígidos inclinados de la estructura atirantada ofrecen puntos de apoyo relativamente estables en el claro principal; de esta manera, se reducen las deflexiones. La estructura se vuelve de hecho una trabe

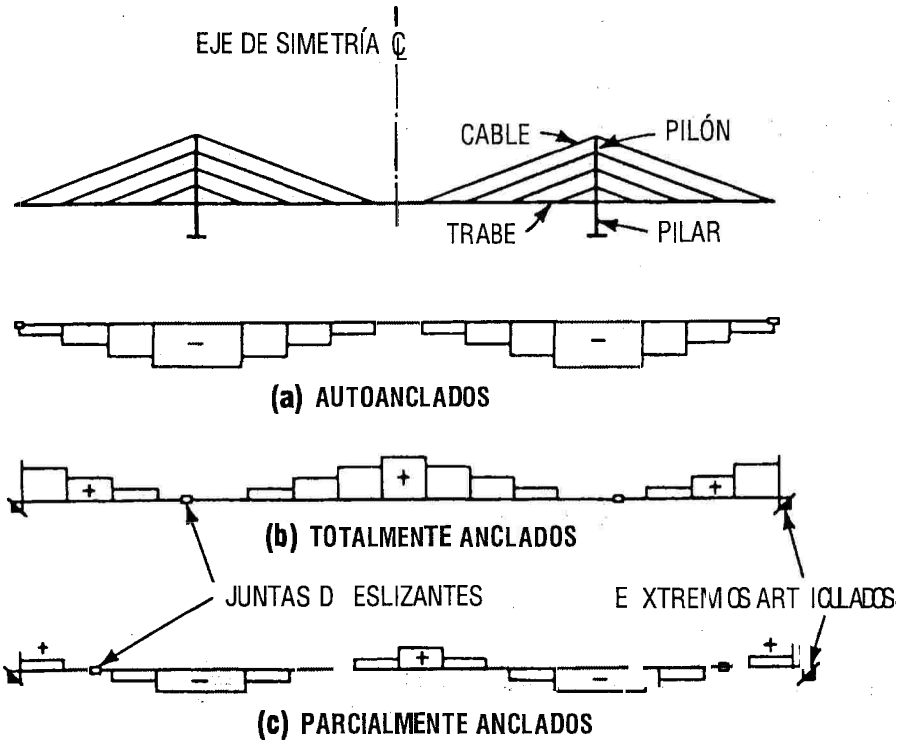


Figura 17.24 Fuerzas axiales en trabes rigidizantes de puentes atirantados (*a*) autoanclados, (*b*) totalmente anclados y (*c*) parcialmente anclados.

continua sobre los pilares con soportes adicionales intermedios elásticos (relativamente rígidos) en el claro. Como resultado, la trabe puede ser de poco peralte. Los peraltes varían de 1/60 a 1/80 del claro principal y, a veces, hasta 1/100.

Las fuerzas en los cables están equilibradas, por regla general, entre los claros principales y laterales; la estructura está anclada internamente, es decir, que no requiere anclajes masivos de mampostería. Así como en el caso de los puentes colgantes autoanclados, los efectivos de segundo orden que requieren análisis por medio de la teoría de la deflexión, son de realtiva importancia. El análisis estático es más sencillo y el comportamiento estructural se entiende con más claridad.

Las observaciones anteriores se aplican a los puentes autoanclados, atirantados comunes que se caracterizan por tener fuerzas de compresión en las trabes principales (Fig. 17.24*a*). Es posible concebir el caso opuesto, es decir, que un puente de cables totalmente anclados (en el terreno) soporte fuerzas de tensión en la trabe principal. Esto podría lograrse articulando con pasadores las trabes en los estribos e insertando juntas deslizantes en las trabes de los claros laterales adyacentes a los pilones (Fig. 17.24*b*). El sistema anclado por entero es más rígido que el sistema autoanclado y puede analizarse ventajosamente utilizando la teoría de deflexión de segundo orden, ya que, tal como el caso de los puentes colgantes, los momentos flexionantes se reducen por las deformaciones.

Un incremento adicional en la rigidez del sistema totalmente anclado se logra colocando pilares en los claros laterales, en los puntos de conexión de los tirantes (Fig. 17.25). Estos resultados son ventajosos si los claros laterales no se usan para el tráfico marino y si, como a menudo es el caso, estos claros salvan trechos de bajo nivel del agua o del terreno (Kniebrücke en Düsseldorf, Fig. 17.28*i*).

Se ha propuesto un sistema de cables atirantados parcialmente anclados (Fig. 17.24*c*), en el que parte de los tirantes están autoanclados y el resto totalmente anclados. Las fuerzas axiales en las trabes son, entonces, tanto de tensión como de compresión, pero sus magnitudes se reducen de modo considerable.

17.16.2 Clasificación de los puentes atirantados

El diámetro relativamente reducido de los tirantes, y la cantidad mínima absoluta de superestructuras que se requiere, son características principales que contribuyen a la excelente apariencia arquitectónica de los puentes atirantados. El carácter funcional del diseño de la estructura produce, además, una solución agradable y elegante para un puente de cruce. La gran variedad de tipos posibles promueve el uso de estos puentes, mediante el uso de tirantes sencillos o múltiples, incluyéndose las configuraciones de haz, arpa, abanico y estrella, que se llaman así por su apariencia en elevación (Fig. 17.26); éstas pueden ser simétricas o asimétricas.

Se dispone también de una amplia gama de posibilidades para la sección transversal del puente en los pilones (Fig. 17.27). Las diferencias más importantes ocurren entre los pilones gemelos (individuales, en portal o en A) y aquellas con pilones únicos, en el centro de la calzada. El pilón único requiere por lo común una trabe de caja grande para resistir la torsión debida a cargas excéntricas, y ésta se construye, por lo general, de acero con una cubierta anisotrópica de acero. El pilón único es ven-

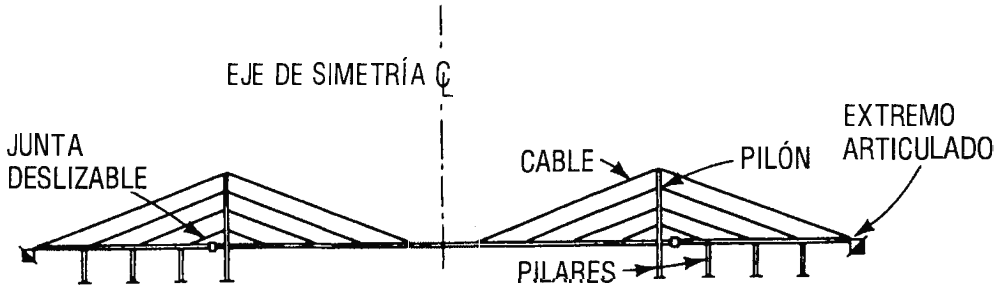


Figura 17.25 El anclaje de los cables de los claros laterales en los pilares y en los estribos aumenta la rigidez del claro central.

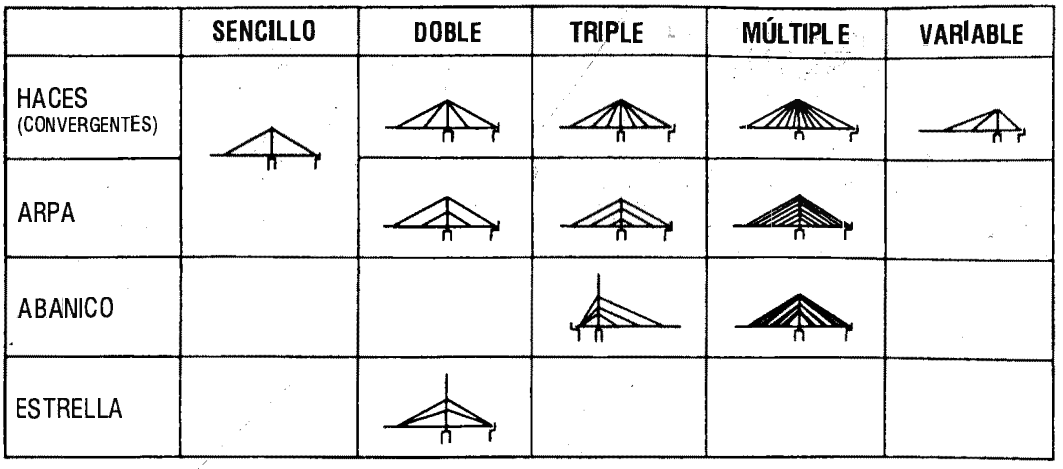


Figura 17.26 Clasificación de los puentes atirantados por su disposición de cables. (Tomado de A. Feige, *Evolution of German Cable-Stayed Bridges: An Overall Survey*, Acier-Stahl-Steel, Vol. 12, 1966.)

tajoso porque permite una visión clara, sin obstrucciones, de los automovilistas que circulan en el puente. Los pilones pueden (como en las torres de puentes colgantes) estar empotradas o articuladas en sus bases. Si se empotran, pueden hacerse con las trabes o, de manera directa, con las pilastras.

Algunos detalles de puentes atirantados, su elevación y corte, se indican en la figura 17.28.

17.16.3 Análisis de puentes atirantados

El comportamiento estático de las trabes atirantadas puede apreciarse con el ejemplo del doble claro de la figura 17.29. La trabe es soportada por un cable atirantado en cada claro, en *E* y en *F*, y el pilón se empotra a la trabe en el apoyo central *B*. El sistema estático tiene dos cables redundantes internos y un apoyo redundante externo.

Si el tirante y el pilón fueran intimamente rígidos, la estructura se comportaría como una viga continua *AC* de cuatro claros sobre cinco apoyos rígidos, *A*, *E*, *B*, *F* y *C*. Sin embargo, los tirantes son elásticos y se comportan como resortes. El pilón también es elástico, pero mucho más rígido debido a su gran sección transversal. Si la rigidez del cable se reduce a cero, la trabe asume la forma de una viga deflexionada de dos claros, *ABC*.

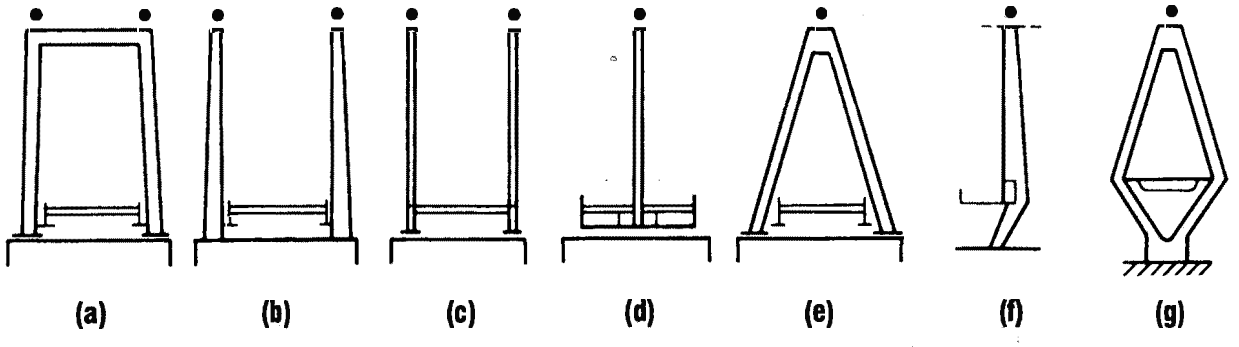


Figura 17.27 Formas de pilones usados en los puentes atirantados. (*a*) Estructura tipo portal con miembro transversal superior (m.t.s.); (*b*) Torre fija a la pilastra sin m.t.s.; (*c*) Torre fija a la superestructura y sin m.t.s.; (*d*) Torre axial fija a la superestructura; (*e*) Torre en A; (*f*) Torre lateral fija a la pilastra; (*g*) Torre tipo diamante. (*Tomado de A. Feige, Evolution of German Cable-Stayed Bridges: An Overall Survey, Acier-Stahl-Steel, vol. 12, 1966.*)

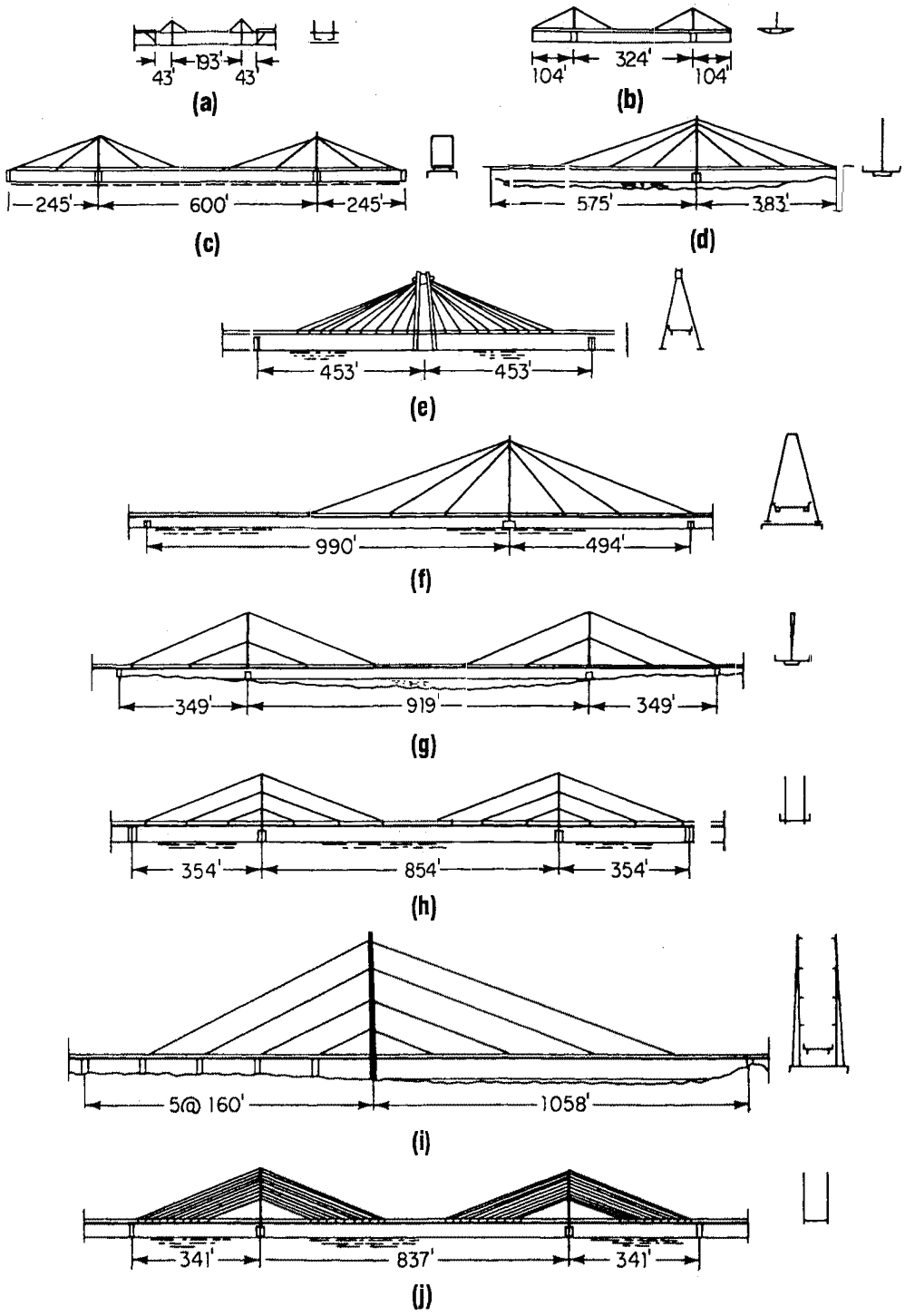


Figura 17.28 Algunos puentes atirantados con sección transversal tomada de los pilones. (*a*) Puente Büchenauer en Bruchsal, 1956; (*b*) puente en la calle Jülich en Düsseldorf, 1964; (*c*) puente sobre el Strömsund, Suecia, 1955; (*d*) puente sobre el río Rhin, cerca de Maxau, 1966; (*e*) puente en la carretera elevada en Ludswigshafen, 1969; (*f*) puente Severin en Colonia, 1959; (*g*) puente sobre el río Rhin de Levenkusen, 1965; (*h*) puente norte en Düsseldorf, 1958; (*i*) puente en Knie en Düsseldorf, 1969; (*j*) puente sobre el río Rhin en Rees, 1967.

La diferencia entre los puentes atirantados del siglo XIX y los de la década de los años 60 es que los tendones de aquéllos constituían soportes elásticos relativamente suaves; así, muy pesados y largos, no podía conferírseles gran tensión. Los cables se instalaban, por lo general, flojos o con una flecha significativa. En consecuencia, al disminuir ésta ocurrían grandes deflexiones bajo carga viva. Los cables modernos son de acero de alta resistencia, relativamente cortos y rígidos, y su peso es pequeño. Su acción elástica puede considerarse lineal, y utilizar un módulo de elasticidad equivalente. La acción de tales cables produce, entonces, una configuración parecida a la de la viga de cuatro claros que muestra la figura 17.29.

Si el pilón estuviese articulado en su conexión con la trabe en *B*, el pilón funcionaría como una columna pendular. Esto tendría un efecto importante en la rigidez del sistema, pues el apoyo elástico en *E* sería más flexible. En magnitud, el efecto podría excederse debido al alargamiento elástico de los cables. Por el contrario, el acortamiento elástico de la torre no tiene un efecto apreciable.

La rigidez relativa de la trabe tiene un papel predominante en el comportamiento estructual. La trabe tiende a comportarse como una viga sobre apoyos rígidos —*A, E, B, F, C* — al tender a cero la rigidez de la trabe. Empero, al incrementarse la rigidez de ésta, la acción de los cables decrece y el puente tiende a comportarse como una trabe apoyada en sus pilares y estribos *A, B* y *C*.

En un puente de tres claros, un cable lateral conectado al estribo proporciona un soporte más rígido al claro principal que un cable conectado a un punto cualquiera del claro lateral. En la figura 17.29, por ejemplo, el soporte de la carga *P*, en la posición mostrada, se mejoraría si la conexión del cable en *F* se cambiase al punto *C*. Esto explica por qué los cables que van de la parte superior del pilón

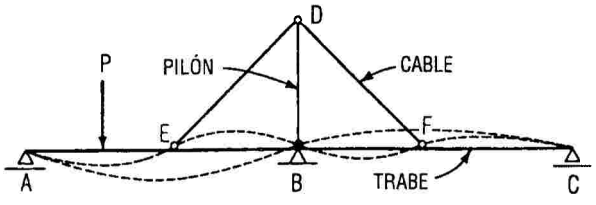


Figura 17.29 Posiciones deformadas (líneas punteadas) de un puente atirantado.

al estribo son estructuralmente más eficientes aunque no tan estéticos como otros arreglos.

La rigidez del sistema también se ve afectada si los cables están fijos en las torres (como en *D* de la figura 17.29) o si pasan en forma continua sobre las torres o a través de ellas. La mayor parte de los diseños con más de un cable desde el pilón al claro principal requieren que uno de los cables esté fijo en el pilón y los otros sobre soportes móviles de silleta.

Las curvas de momentos máximos y mínimos de la trabe para todas las variaciones de la carga, muestran en general un gran intervalo de esfuerzos. Tomar en cuenta en el diseño las correspondientes fuerzas normales en la trabe puede conducir a grandes variaciones de las secciones transversales. Por medio del preesfuerzo de los cables o elevando y bajando los puntos de apoyo, es posible lograr una capacidad de momento más uniforme y económica. La cantidad de preesfuerzo para este fin, puede calcularse aplicando sucesivamente una fuerza unitaria en cada cable y dibujando los respectivos diagramas de momentos. Luego, por medio de ensayos, se determinan los múltiplos correctos de cada fuerza, de tal manera que cuando sus momentos se sobrepongan en los diagramas de máximos y mínimos, se obtenga un balance óptimo.

17.16.4 Análisis estático; teoría elástica

Los puentes atirantados pueden analizarse por el método general de análisis indeterminado con las ecuaciones del trabajo virtual.

El grado de redundancia interna del sistema depende del número de cables, del tipo de conexión (fijos o móviles) entre cables y torres, y de la naturaleza de la conexión entre la torre y el pilón o trabe. La trabe es por lo común, continua sobre tres claros. La figura 17.30 muestra el grado de redundancia para varios sistemas de tirantes en un solo plano.

Si el puente tiene dos planos de cables, dos vigas y pilones dobles, también debe tener un cierto número de diafragmas transversales intermedios en el tablero de piso, y cada uno de ellos la capacidad de transmitir momentos y cortantes. El puente puede tener asimismo trabes transversales, a través de la parte superior de los pilones. Cada elemento transversal añade dos redundantes, a las cuales deben sumarse el doble de las redundantes internas de la estructura plana y todas las reacciones adicionales

que excedan las requeridas para el equilibrio externo de la estructura espacial. La redundancia de la estructura espacial es muy alta; en general, del orden de 40 a 60. Por esto, se usan normalmente los métodos de la estática bidimensional, excepto en las estructuras muy grandes.

Es muy conveniente seleccionar como redundante los momentos flexionantes en la trabe, en aquellos puntos donde los cables y pilones se conectan a ella. Cuando esas redundantes se igualan a cero, se obtiene una armadura articulada base estáticamente determinada (Fig. 17.31*b*). Cuando las cargas se aplican a este sistema primario, los esfuerzos en los cables no difieren grandemente de sus valores finales, de tal manera que pueden dimensionarse en forma preliminar.

También son posibles otros procedimientos. Uno es usar la trabe continua como sistema primario estáticamente indeterminado y las fuerzas en los cables como redundantes; en este caso, los cálculos son más laboriosos.

Un tercer método consiste en insertar articulaciones, por ejemplo en *a* y en *b* (Fig. 17.32) de modo que se formen dos sistemas primarios simétricos acoplados, cada uno indeterminado de cuatro grados. Las líneas de influencia para las cuatro fuerzas indeterminadas en los cables, en cada sistema parcial primario, son al mismo tiempo las líneas de influencia de las fuerzas en los cables, en el sistema real. Los dos momentos redundantes X_a y X_b se tratan como grupos simétricos y antisimétricos de cargas: $Y = X_a + X_b$, y $Z = X_a - X_b$, para calcular las líneas de influencia de la estructura indeterminada en décimo grado, mostrada. Conviene graficar diagramas a fin de indicar los efectos máximos de las fuerzas combinadas por flexión y fuerzas axiales.

El sistema en haz de la figura 17.30*c* y *d* suele tener momentos flexionantes más favorables para

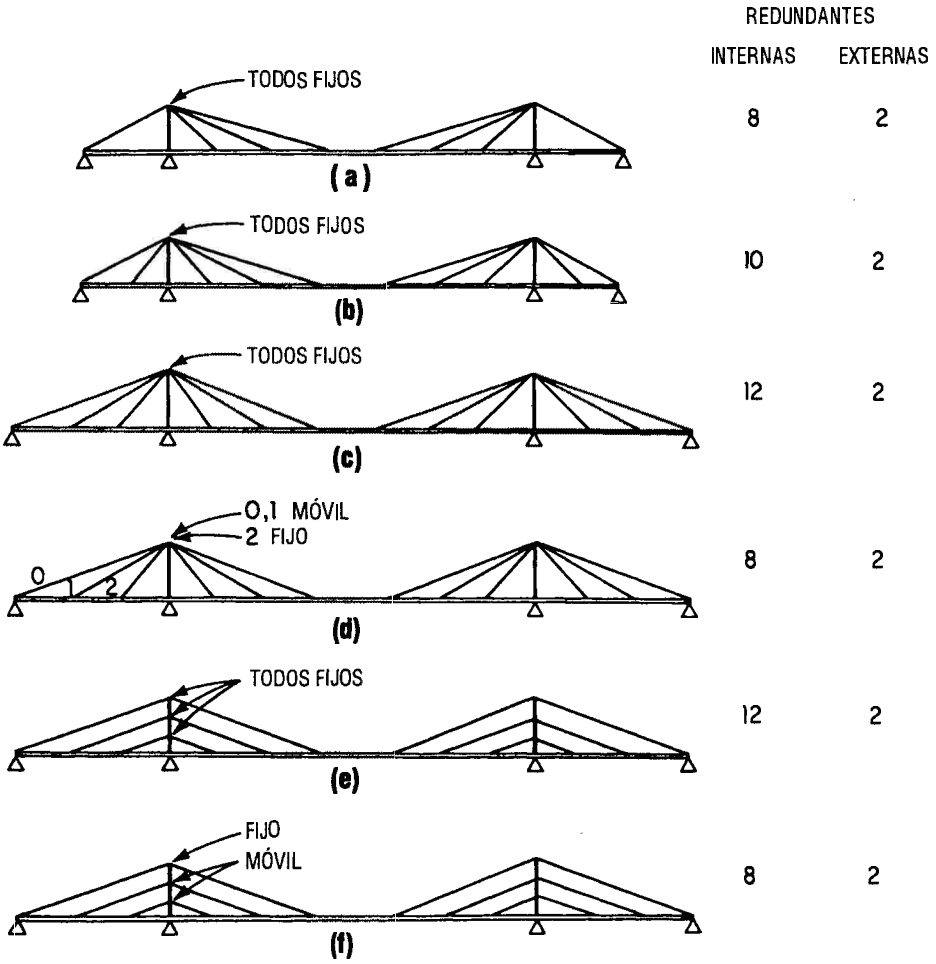


Figura 17.30 Redundantes en puentes atirantados sobre tres claros.

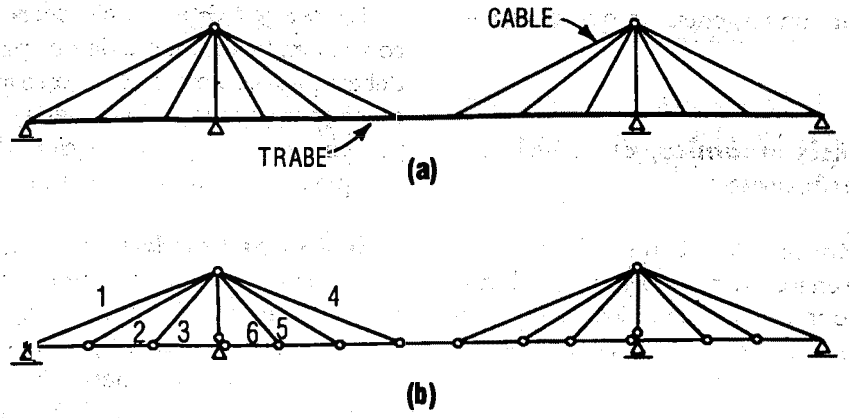


Figura 17.31 Puente atirantado en tres claros. (*a*) La trabe es continua sobre tres claros; (*b*) la inserción de articulaciones en los puntos de conexión de los cables a la trabe convierte al sistema estáticamente determinado.

claros grandes que el sistema en arpa de la figura 17.30*e* y *f*. Los esfuerzos en los cables son también un poco menores en el sistema en haz, en virtud de que los cables con mayor pendiente son más efectivos; sin embargo, la concentración de cables en la parte superior del pilón complica el detallado y construcción de los mismos. El sistema en haz, si se observa desde un ángulo, presenta problemas estéticos debido a los diferentes ángulos de intersección cuando los cables están en dos planos. Más aún, al fijar los cables a los pilones en el sistema en haz (Fig. 17.30*c* y *d*) se genera un mayor intervalo de esfuerzo que en un arreglo móvil. Esto puede influenciar el diseño por fatiga.

El efecto secundario del flujo plástico en los cables puede considerarse en el análisis. La analogía de una viga sobre apoyos elásticos se cambia a la de una viga sobre apoyos viscoelásticos.

17.16.5 Análisis estático, teoría de la deflexión

La distorsión de la geometría estructural de un puente atirantado bajo la acción de cargas es menor de modo considerable que en puentes colgantes comparables. La influencia en los esfuerzos de la distorsión es relativamente pequeña en los puentes atirantados. En todo caso, el efecto de la distorsión es incrementar los esfuerzos como en los arcos, más que reducirlos, como ocurre en los puentes colgantes. Este efecto en el puente Severin es del 6% para la trabe y menos del 1% para los cables. Del mismo modo, en el puente Norte, en Düsseldorf, el incremento en los esfuerzos de las trabes es del 12% debido a la distorsión.

Los cálculos, por consiguiente, toman la forma de una serie de correcciones sucesivas a los resultados de la teoría de primer orden. La magnitud de los desplazamientos verticales y horizontales de la viga y pilones pueden calcularse a partir de los resultados de la teoría de primer orden. Si el esfuerzo en el cable se supone constante, los componentes vertical V y horizontal H del cable cambian en magnitud, ΔV y ΔH, debido a la nueva geometría deformada. La primera corrección aproximada determina los efectos de esas fuerzas ΔV y ΔH en el sistema deformado, así como el efecto de V y H debido al cambio de geometría. Este proceso se

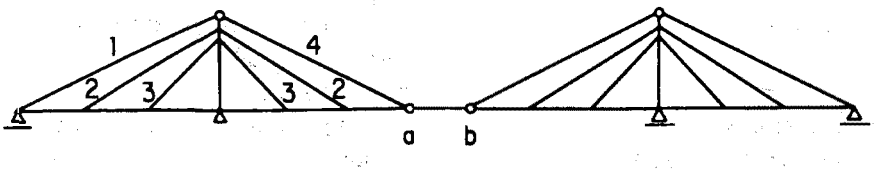


Figura 17.32 La inserción de articulaciones en *a* y en *b* en el centro del claro de una trabe continua de tres claros reduce el grado de la indeterminación.

repite hasta lograr convergencia, la que ocurre en forma rápida.

17.16.6 Análisis dinámico, estabilidad aerodinámica

La acción aerodinámica en los puentes atirantados es menos severa que en los puentes colgantes, debido a la mayor rigidez que proporcionan los tirantes y al amplio uso de cubiertas de caja resistentes a la torsión.

17.16.7 Diseño preliminar de puentes atirantados

En general, la altura del pilón en un puente atirantado se aproxima de 1/6 a 1/8 del claro. El peralte de las trabes varía de 1/50 a 1/80 del claro y es, en forma general, de 8 a 14 ft, con un promedio de 11 ft.

Las trabes de caja ancha son necesarias en los sistemas de un solo plano para resistir la torsión provocada por cargas excéntricas. Las trabes de caja, aun de pequeño tamaño, son convenientes en sistemas de doble plano, con objeto de lograr conexiones de los cables sin excentricidad. De manera ocasional, se usan trabes de una sola alma.

Para lograr simetría de los cables en los pilones, la relación del claro lateral al principal debe ser, en forma aproximada, de 3:7 cuando se empleen tres cables a cada lado del pilón, y de 2:5 cuando se utilicen sólo dos. Debe establecerse un equilibrio adecuado entre la longitud del claro lateral y la del claro principal, si quieren evitarse empujes verticales en los estribos. De otra manera, deben proporcionarse anclajes móviles (tipo pendular) en los estribos.

El intervalo común de las deflexiones por carga viva, es de 1/400 a 1/500 del claro.

En vista de que los cálculos que emplea la teoría elástica son relativamente fáciles de programar para una computadora, suele elaborarse un juego de manera formal para el diseño preliminar, una vez que la estructura en general y sus componentes se han proporcionado.

17.16.8 Detalles del diseño para puentes atirantados

Estas estructuras difieren de los puentes de trabes de claro largo sólo en algunos detalles.

Torres y tableros de piso ■ Las torres se componen básicamente de dos partes: el pilar (por debajo de la cubierta) y el pilón o torre propiamente dicha (por encima de la cubierta). Las torres o pilones son a menudo de sección de caja de acero, aunque el concreto también se usa.

Trabes de la cubierta ■ Los puentes atirantados incorporan por lo común una cubierta ortotrópica de acero con trabes de caja de acero, pero se emplean también otros tipos de construcción a fin de reducir la carga muerta. En el puente del río Yarra, en Australia, se utilizó una cubierta de concreto para evitar las soldaduras de campo y reducir la fabricación de taller. Asimismo, el puente Maracaibo tiene una cubierta de concreto, y el puente de las Islas (Canadá) una cubierta de losa de concreto apoyada sobre trabes de caja de acero transversales y longitudinales, y sobre piezas de puente de acero. El puente Büchenauer también tiene una cubierta de concreto. El uso de una cubierta de concreto en vez de una placa ortotrópica es, de modo fundamental, una consideración de la economía local. El costo de la estructura para absorber el peso muerto extra debe compararse con el menor costo por pie cuadrado de la cubierta de concreto y otras posibles ventajas, como son una mayor duración y una mejor estabilidad contra el viento.

(W. Podolny, Jr., and J. B. Scalzi *Construction and Design of Cable-Stayed Bridges*, 2nd ed., Jonh Wiley & Sons, Inc., New York; *Guidelines for Design of Cable-Stayed Bridges*, ASCE Committee on Cable-Stayed Bridges.)

17.17 Puentes de arco de acero

Un puente de arco típico consiste de dos o, en forma excepcional, de más arcos paralelos o series de arcos, así como de los contraventeos laterales necesarios y apoyados en los extremos y columnas, o suspensores para soportar la estructura de la cubierta. Los tipos de arco corresponden, en forma aproximada, a las posiciones de la cubierta en relación con las costillas del arco.

Los puentes con cubiertas por arriba de los arcos y espacio libre por abajo (Fig. 17.33*a*) se diseñan como arcos de tímpano abierto sobre estribos que resisten el empuje. Con suficiente espacio libre abajo y cimientos adecuados, este tipo es usualmente el

más económico. A menudo compite en costo con otros sistemas de puente.

Los puentes con cubierta cerca del nivel de los apoyos del arco (Fig. 17.33*b*) se diseñan normalmente como arcos con tirante, de donde éste toma el empuje del arco. Los apoyos en los extremos y los estribos son similares a los de los puentes de trabes o de armadura. Los arcos con tirantes compiten en costos con los puentes de armadura de paso inferior, en los lugares donde el espacio inferior está restringido. Algunas veces se prefieren los arcos por razones estéticas. Los antiestéticos sistemas superiores laterales pueden evitarse utilizando arcos que tengan momento de inercia suficientemente grande para resistir el pandeo.

Los puentes con cubiertas en un nivel intermedio (Fig. 17.33*c*) pueden ser con tirantes, descansar en apoyos que resisten el empuje, o combinarse estructuralmente con claros laterales que aligeren el empuje del claro principal sobre las pilastras o pilares principales (Fig. 17.33*d*). Las posiciones intermedias de la cubierta se usan para claros largos que levantan mucho sobre pilares bajos.

Los claros de los puentes de arco múltiple, en general están separados estructuralmente sobre las pilastras. Pero tales puentes también se diseñan como estructuras continuas.

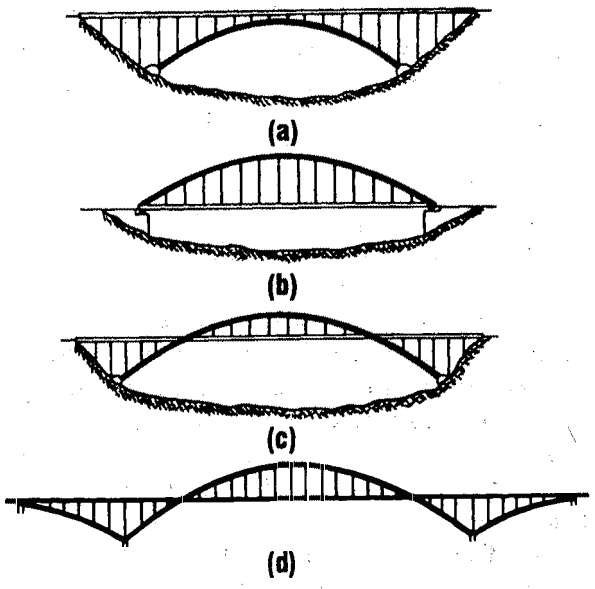


Figura 17.33 Tipos básicos de puentes de arco de acero. (*a*) Arco de tímpano abierto; (*b*) Arco de tirantes; (*c*) Arco con la cubierta a nivel intermedio; (*d*) Puente de arcos múltiples.

17.17.1 Articulaciones

Que se necesiten o no articulaciones en los puentes de arcos depende de las condiciones de cimentación. Los movimientos del estribo pueden aumentar bruscamente los esfuerzos en la costilla. Los arcos completamente restringidos son más sensibles a los movimientos pequeños de los estribos (y a las variaciones de temperatura) que los arcos articulados. Los arcos aplanados son más sensibles que los arcos elevados. Si los cimientos no son completamente seguros, deben emplearse apoyos articulados.

La completa independencia de pequeños movimientos del estribo se logran instalando una tercera articulación, en general en la corona. Esta articulación puede ser permanente o temporal durante el montaje, y se cancela después que ocurren todas las deformaciones por carga muerta.

17.17.2 Análisis del arco

El análisis elemental de los arcos de acero se basa en la teoría elástica o de primer orden, la cual supone que la forma geométrica del eje permanece constante, independientemente de la carga impuesta. Esta suposición nunca es matemáticamente correcta. Los efectos de desviación producidos por el achatamiento del arco debido al acortamiento elástico de las costillas, a los desplazamientos elásticos o no elásticos de los estribos y a la deformación local por concentraciones de carga viva, aumenta con el achatamiento original del arco. En general, se realiza un esfuerzo para eliminar la parte de la carga muerta del efecto de acortamiento de las costillas y aflojamiento del estribo durante el montaje, comprimiendo por medio de gatos las piernas de un arco, una hacia la otra, o separando la sección de la corona antes del cierre final. Los arcos sujetos a deformación sustancial deben verificarse por la teoría de la deflexión o de segundo orden.

Para cargas móviles pesadas, a veces es ventajoso asignar la resistencia a la flexión del sistema a trabes o armaduras rigidizadoras especiales, análogas a las de los puentes colgantes (sección 17.15). Los arcos mismos están sujetos entonces a esfuerzos axiales solamente, y pueden diseñarse tan esbeltos como lo permitan las consideraciones del pandeo.

17.17.3 Diseño del arco

En general, los arcos de acero deben diseñarse para esfuerzos combinados debidos a cargas axiales y flexionantes.

La relación altura-claro empleado para arcos de acero varía dentro de límites amplios. Los valores mínimos son de alrededor de 1:10 para arcos con tirante y de 1:16 para arcos de tímpano abierto.

En sección transversal, los arcos de acero pueden ser de perfil I, perfil de caja, o tubular. O pueden diseñarse como armaduras en tres dimensiones.

17.17.4 Construcción de la cubierta

La cubierta de tránsito de los puentes de arco de acero es normalmente de concreto reforzado, con frecuencia de concreto aligerado, sobre una estructura de acero hecha con largueros y piezas de puente. Para eliminar una indeseable cooperación con la estructura primaria de acero, las cubiertas de concreto se proveen de juntas de expansión apropiadas o son presforzadas. Las cubiertas ortotrópicas que combinan las funciones de cubiertas de tráfico, barra-tirante, trabe rigidizadora y diafragma lateral, se han empleado en algunos puentes de arco mayores.

(F. S. Merritt and R. L. Brockenbrough, *Structural Steel Designers' Handbook*, 2nded., McGraw-Hill, Inc., NewYork.)

17.18 Trabes de acero horizontalmente curvas

En puentes con trabes de acero curvas, los efectos de la torsión debe tomarse en cuenta por el diseñador. Asimismo, poner especial atención al espaciamiento, diseño y conexiones de los marcos transversales. Los efectos de la torsión disminuyen los esfuerzos en las trabes interiores (las más cercanas al centro de curvatura), pero hay un correspondiente incremento en los esfuerzos de las exteriores. Aunque las diferencias no son grandes en sistemas con trabes múltiples, las diferencias en los esfuerzos en sistemas de sólo dos trabes, con curvas de pequeño radio y claros grandes, pueden ser hasta del 50%. Las fuerzas torsionales se transforman en esfuerzos horizontales y verticales que deben transmitirse de las trabes exteriores a las interiores, a través de los marcos transversales.

Figura 17.34 Las trabes curvas del puente sobre el río Tuolumne, en California, se montaron por parejas junto con sus marcos transversales conectados entre sí. (*California, Department of Transportation.*)

En el *Highway Structures Design Handbook* de la U. S. Steel, se encuentra un método aproximado de análisis de trabes curvas. Este método ha resultado satisfactorio en muchas estructuras, pero en el caso de estructuras complejas (de grandes claros, radios de curvatura pequeños o con sólo dos trabes) se recomienda un análisis riguroso usando algún programa de computadora como el STRUDL. En la estructura de la figura 17.34, la diferencia en esfuerzos entre las dos trabes es del 50% y los marcos transversales transmiten hasta 70 kips de fuerzas verticales y horizontales entre las trabes. El centro del claro principal giró 4 in cuando se colocó la cubierta. Tales rotaciones deben anticiparse y las trabes montarse "fuera de plomo" de tal manera que la posición final de las almas sea vertical.

En el diseño de puentes con trabes curvas, deben considerarse los siguientes puntos:

1. Usar marcos transversales de peralte total para transmitir las fuerzas laterales de los patines (véase Fig. 17.35).

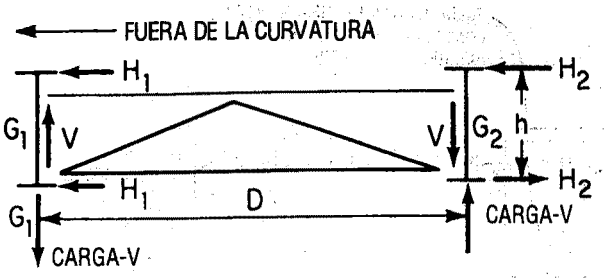


Figura 17.35 Sección transversal de un puente con trabes curvas en el marco transversal; se muestran las fuerzas resultantes de la curvatura.

2. Los marcos transversales se diseñan como elementos primarios portadores de esfuerzos, para transmitir las cargas.
3. El espesor de las placas de los patines debe aumentarse por encima de los valores mínimos de diseño, a fin de proporcionar estabilidad durante el manejo y montaje.
4. Las conexiones de los marcos transversales en las almas son críticas. La placa del alma se aumenta con objeto de proporcionar resistencia a la flexión, tal como lo muestra la figura 17.36.

17.18.1 Análisis aproximado de un sistema de dos trabes curvas

En el análisis aproximado de tal sistema se ilustra con referencia a la estructura que presentan las figuras 17.35 a 17.37. El sistema consiste en dos líneas de trabes continuas sobre varios claros. Los marcos transversales que arriostran a las trabes y proporcionan la resistencia primaria a la torsión, se sitúan a intervalos no mayores que ⅕ del claro. Puesto que la rigidez torsional de las trabes individuales es pequeña, no se toma en cuenta en el análisis. Al calcular los momentos y cortantes producidos por las cargas aplicadas, las trabes se suponen rectas con claros iguales a sus longitudes desarrolladas.

Las trabes, sin embargo, son curvas y existen componentes radiales F_r de las fuerzas resultantes F_n en las trabes. Como las fuerzas resultantes en las porciones superiores e inferiores de las trabes actúan en direcciones opuestas (una en compresión y la otra en tensión), las componentes radiales actúan asimismo en direcciones opuestas. La torsión resultante en las trabes absorbe los marcos transversales. Éstos proporcionan momentos de reacción iguales y opuestos a la suma de los momentos torsionantes sobre una distancia a lo largo de la trabe igual al espaciamiento entre los marcos. Entre los marcos transversales, los momentos torsionantes son resistidos internamente por las trabes.

Los marcos transversales con claros entre trabes curvas adyacentes conectan el lado cercano al centro de curvatura de una trabe con el lado lejano de la otra. Por consiguiente, los momentos torsionantes resistidos por los marcos en cada extremo de ellos tienen la misma dirección rotacional. Para balancear esos momentos y proporcionar equilibrio, existen también fuerzas cortantes en cada extremo de los marcos. Esas fuerzas cortantes incrementan los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes en las trabes exteriores, y disminuyen los de las trabes inferiores (Fig. 17.35).

Los esfuerzos finales en una trabe se componen de:

1. Esfuerzos debidos a las cargas que se aplican sobre la trabe recta equivalente supuesta, de longitud igual a la que desarrolla la trabe curva.
2. Esfuerzos debidos a las fuerzas cortantes reactivas en cada extremo de los marcos transversales.
3. Esfuerzos debidos a los momentos torsionantes en las trabes, entre los marcos transversales.

17.18.2 Formulación de las ecuaciones básicas

Los esfuerzos debidos a las cargas aplicadas se determinan suponiendo que las trabes son rectas y que tienen claros iguales a sus longitudes desarrolladas. La fórmula para determinar las fuerzas cortantes V en los marcos transversales, se obtiene de la siguiente manera:

Los momentos flexionantes producen en el punto n de la trabe exterior G_1 (Fig. 17.37*a*) fuerzas en los patines (kips), dadas como se indica en la figura 17.37*b*, aproximadamente por

$$F_n = \frac{M_1}{h} \qquad (17.16)$$

en que M_1 = momento final, en kips-ft, en cualquier punto n sobre G_1

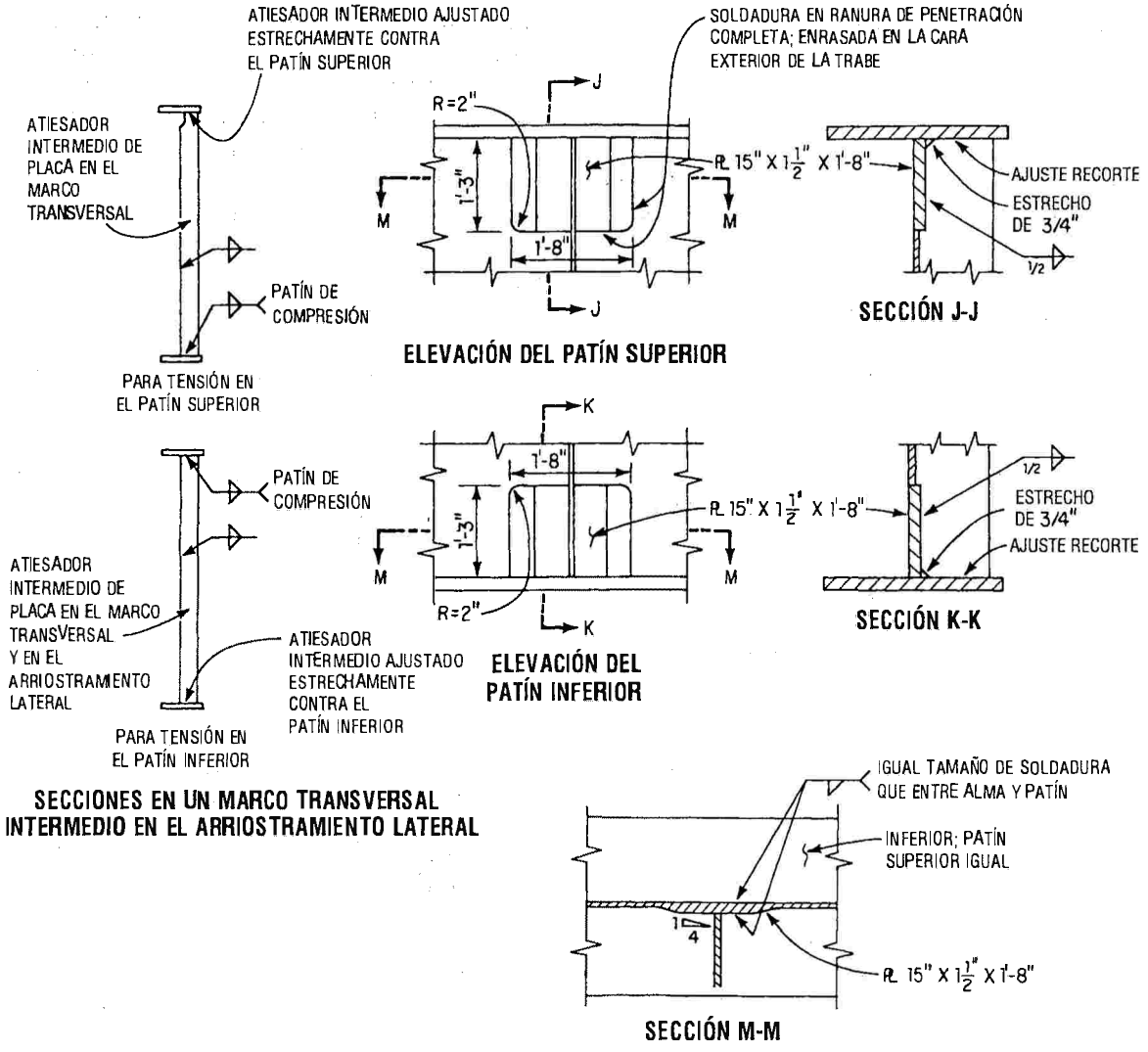


Figura 17.36 Conexión de un marco transversal y arriostramiento lateral al patín de tensión de una trabe curva.

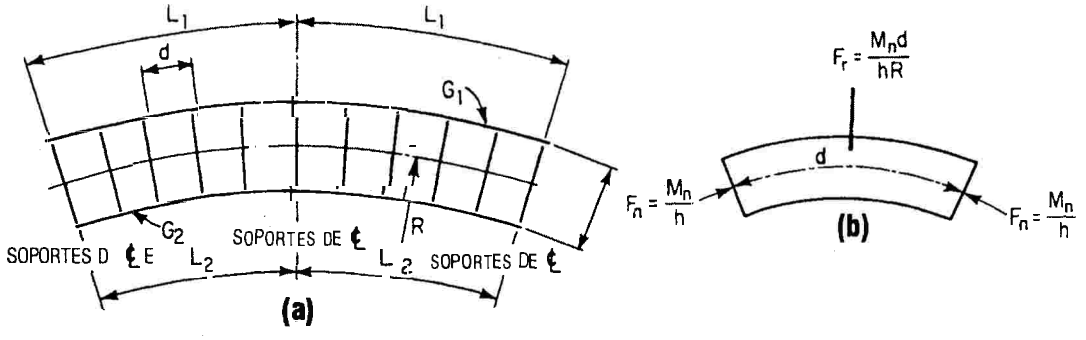


Figura 17.37 Fuerzas que actúan sobre un patín de una trabe curva. (*a*) Vista en planta de un puente con dos trabes curvas. (*b*) Vista en planta de un segmento del puente incluido entre dos marcos transversales a una distancia *d*.

h = peralte, en ft, de la trabe medido entre los centros de gravedad de los patines.

Para una longitud unitaria de patín, la componente radial de F_n es igual a M_1/hR_1, donde R_1 es el radio de curvatura de G_1 en ft. Por consiguiente, para una longitud de patín d, en ft, entre dos marcos transversales, medida a lo largo de G_1,

$$F_n = \frac{M_1 d}{hR_1} \tag{17.17}$$

Como se muestra en la figura 17.37*b*, las componentes radiales de las fuerzas en los patines actúan, en direcciones opuestas, en los patines superiores e inferior; se designan como H_1 y H_2 en la figura 17.35. Para la trabe exterior G_1,

$$H_1 = \frac{M_1 d}{hR_1} \tag{17.18}$$

Para el momento final M_2 en la trabe interior G_2,

$$H_2 = \frac{M_2 d}{hR_2} \tag{17.19}$$

Estas fuerzas forman pares H_1h y H_2h respectivamente, las cuales soportan cortantes verticales V actuando sobre las trabes en los marcos transversales (Fig. 17.35) con brazo de momento D, que es la distancia entre las trabes en ft.

Sumando los momentos sobre el marco se obtiene

$$VD = (H_1 + H_2)h \tag{17.20}$$

Sustituyendo los valores de H_1 y H_2 dados por la ecuación (17.18) en la ecuación (17.20) y usando R_2 como un valor aproximado de R_1, se obtiene la fuerza cortante, en kips:

$$V = \left(\frac{M_1}{R_1} + \frac{M_2}{R_2}\right)\frac{d}{D} \approx \frac{M_1 + M_2}{R_2 D/d} \approx \frac{M_1 + M_2}{K} \tag{17.21}$$

donde $K = R_2 D/d$.

El momento final en la trabe exterior G_1 está dado por

$$M_1 = M_1' + M_{v1} \tag{17.22}$$

donde M_1' = momento, en ft-kips, en n en G_1 para una carga específica aplicada a la trabe equivalente (trabe recta con claro igual a la longitud desarrollada de G_1)

M_{v1} = momento flexionante en n en G_1 debido a las cortantes V (cargas V) que actúan hacia abajo sobre G_1

Similarmente, el momento final en la trabe inferior G_2 está dado por

$$M_2 = M_2' + M_{v2} \tag{17.23}$$

Puesto que las magnitudes de M_{v1} y M_{v2} son proporcionales a los claros L_1 y L_2 de las trabes y M_{v2} y M_{v1} actúan en direcciones opuestas

$$M_{v2} = \frac{M_{v1} L_2}{L_1} \tag{17.24}$$

Sustituyendo en la ecuación (17.23) se obtiene:

$$M_2 = M_2' - \frac{M_{v1} L_2}{L_1} \tag{17.25}$$

Entonces, a partir de las ecuaciones (17.21), (17.22) y (17.25) se obtiene

$$VK = M_1 + M_2 = M_1' + M_2' + M_{v1}\left(1 - \frac{L_2}{L_1}\right) \tag{17.26}$$

Pero M_{v1} es pequeño en comparación con $M_1' + M_2'$ y $1 - L_2/L_1$ es también pequeño. Por ello, el último término de la ecuación (17.26) tiene poco efecto en el valor de V. V está dado con buena aproximación por

$$V = \frac{M_1' + M_2'}{K} \tag{17.27}$$

Con las cargas V determinadas para una condición de carga específica, los momentos flexionantes y los esfuerzos resultantes en los patines pueden calcularse fácilmente aplicando las cargas V a las trabes rectas equivalentes.

En flexión lateral, los patines actúan como vigas continuas soportadas por los marcos transversales. Las reacciones horizontales en un marco transversal son aproximadamente iguales a H dada por las

ecuaciones (17.18) y (17.19). Un valor aproximado para el máximo momento flexionante lateral que puede ocurrir en cualquier marco transversal es

$$M_L = \frac{Hd}{10} \tag{17.28}$$

Por lo tanto, para la trabe exterior, se obtiene de las siguientes ecuaciones (17.18) y (17.19)

$$M_L = \left(\frac{M_1 d}{hR_1}\right)\left(\frac{d}{10}\right) = \frac{M_1 d^2}{10hR_1} \tag{17.29}$$

El momento M_1 por usarse en la ecuación (17.29) debe incluir tanto el momento debido a las cargas aplicadas como el momento secundario M_{v1} debido a las cargas V.

17.18.3 Análisis aproximado de un sistema de tres trabes curvas

El análisis de un sistema de tres trabes curvas o de trabes múltiples se complica por otra acción estructural independiente de la curvatura. Los diafragmas que conectan a las trabes múltiples (más de dos) tienden a igualar las deflexiones de todas las trabes bajo cualquier condición de carga, sean las trabes rectas o curvas. El grado de igualamiento de las deflexiones depende de la rigidez relativa de las trabes y marcos transversales, del espaciamiento entre ellos, de la rigidez de las conexiones y otros factores similares. Según esto, cualquier método aproximado de análisis o más trabes armadas con un alineamiento curvo, involucra algún procedimiento para la determinación no sólo del efecto de la curvatura sino también del efecto de la acción igualizadora de los diafragmas. Este último efecto es el más difícil de determinar con exactitud.

Los procedimientos pueden simplificarse aplicando, a las trabes curvas, las reglas dadas en las especificaciones de la AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* para sistemas de trabes rectas múltiples. Según estas reglas, los momentos y cortantes se determinan como en el caso de las trabes rectas pero con claros iguales a los desarrollados por las trabes curvas. Luego, se añade el efecto de la curvatura para obtener los momentos y cortantes finales. Este efecto, en un sistema de tres trabes, puede determinarse por un procedimiento similar al desarrollado en el caso del sistema de dos trabes.

Las fuerzas cortantes de los marcos transversales entre la trabe exterior y la trabe central, y entre la trabe interior y la central se suponen iguales. Pueden entonces demostrarse, por un procedimiento análogo al usado para dos trabes, tal que

$$V = \frac{M_1 + M_2 + M_3}{K} \tag{17.30}$$

donde M_1, M_2 y M_3 son momentos debidos a las cargas aplicadas en las trabes exterior, central e interior, respectivamente. Puesto que las fuerzas cortantes en los marcos, en cualquier lado de la trabe central, son opuestas en dirección y supuestamente iguales, el efecto de curvatura en la trabe central es nulo para las cargas V. Sin embargo, el efecto de flexión lateral de los patines apoyados en los marcos transversales debe tomarse en cuenta.

17.18.4 Extensión del análisis aproximado para trabes a un sistema múltiple

El análisis aproximado para la determinación de esfuerzos en un sistema múltiple de trabes curvas requiere de las siguientes consideraciones:

1. La distribución de las cargas al sistema depende de la rigidez relativa de las trabes longitudinales y de los marcos transversales conectados a ellas. Otros elementos, como la rigidez de las conexiones tienen también cierta importancia. Esta acción de emparrillado se presenta si las trabes son curvas o rectas.
2. Las curvaturas de las trabes afecta la distribución de las cargas. En general, la carga en las trabes exteriores al eje central del sistema se incrementa y la carga en las trabes interiores disminuye.

(*Highway Structures Design Handbook*, U. S. Steel Corporation, Pittsburgh, Pa.)

Puentes de concreto

El concreto reforzado se usa profusamente en puentes de autopistas, debido a su economía en claros cortos y medianos, a su durabilidad, bajo costo de mantenimiento y fácil adaptabilidad a las curvaturas verticales y horizontales. Los tipos principales

de elementos de soporte colados en sitio son la losa reforzada longitudinalmente, la viga o trabe T y las trabes celulares o de caja. En la construcción con elementos precolados, en general y preesforzados, se emplea con frecuencia una viga I o trabes de caja como sección transversal. En las construcciones de claro largo se usan trabes de caja postensadas.

17.19 Puentes de losa

Los puentes de losa de concreto, relorzado longitudinalmente, pueden estar apoyados sobre pilares o estribos, monolíticos con soportes de pared o muro, o ser continuos sobre soportes.

17.19.1 Claro de diseño

Para claros simples, el claro es la distancia de centro a centro entre soportes, pero sin exceder el claro libre más el espesor de la losa. Para losas monolíticas con muros (sin cartelas), se utiliza el claro libre. Para losas sobre largueros de acero o madera, se usa el claro libre más la mitad del ancho del larguero.

17.19.2 Distribución de carga

En diseño, se selecciona una franja típica, longitudinal, de 1 ft de ancho, y su espesor y refuerzo se determinan para la carga HS apropiada. Las cargas de ruedas pueden suponerse repartidas en un ancho, en ft,

$$E = 4 + 0.06S \leq 7 \qquad (17.31)$$

donde S = claro, en ft. Las cargas por carril deben distribuirse en un ancho de $2E$.

Para claros simples, el momento máximo por carga viva, en ft-kips por pie de ancho de la losa, sin impacto, para cargas HS20 se da, de manera muy aproximada, por

$$M = 0.9S \quad S \leq 50 \text{ ft} \qquad (17.32a)$$

$$M = 1.30S - 20 \quad 50 > S < 100 \qquad (17.32b)$$

Para cargas HS15, se usan las tres cuartas partes del valor dado por las ecuaciones (17.32).

Para losas en voladizo, reforzadas longitudinalmente, las cargas de rueda deben distribuirse sobre un ancho, en ft,

$$E = 0.35X + 3.2 \leq 7 \text{ ft} \qquad (17.33)$$

donde X = distancia de la carga al punto de soporte, en ft.

El momento, en ft-kips por pie de ancho de losa, es

$$M = \frac{P}{E}X \qquad (17.34)$$

donde P = 16 kips para cargas H20 y 12 kips para H15.

17.19.3 Refuerzos

Las losas también deben relormarse transversalmente para distribuir las cargas vivas en forma lateral. La cantidad debe ser, por lo menos, el siguiente porcentaje de acero del refuerzo principal requerido para el momento positivo: $100/\sqrt{S}$; pero sin exceder el 50%.

La losa debe relorzarse en todos los bordes no apoyados. En la dirección longitudinal, el esfuerzo puede consistir en una sección de losa reforzada adicionalmente, una viga integral con la losa y de mayor peralte que ésta, o una sección integral, reforzada de losa y guarnición. Estas losas deben diseñarse para resistir un momento de carga viva, en ft-kips, de $1.6S$ para carga HS20 y $1.2S$ para carga HS15 sobre claros simplemente apoyados. Los valores para claros continuos pueden reducirse en un 20%. Se permiten reducciones mayores, si se justifican por medio de un análisis más exacto.

En los extremos del puente y en los puntos intermedios donde se interrumpe la continuidad de la losa, los bordes deben soportarse por diafragmas u otros medios apropiados. Los diafragmas se diseñan para resistir el momento y el cortante totales producidos por las cargas de ruedas que pasan sobre ellos.

17.19.4 Procedimientos de diseño

Puede emplearse el siguiente procedimiento para diseñar un puente de losa de concreto reforzado longitudinalmente (Fig. 17.38):

Paso 1. Determinar la distribución de la carga viva (ancho efectivo). Para el puente de tres claros de 90 ft de largo en la figura 17.38, $S = 30$ ft y

$$E = 4 + 0.06 + 30 = 5.8 \text{ ft}$$

La carga distribuida para una rueda frontal de 4 kip es, entonces, 4/5.8, o 0.69 kips y para una carga de rueda trasera o de remolque de 16 kip, 16/5.8 o 2.76 kips, por pie de ancho de la losa. Para una carga rodante alternativa de 12 kip, la carga distribuida es 12/5.8 o 2.07 kips por pie de ancho de losa (véase la Fig. 17.39).

Paso 2. Suponga un espesor para la losa.

Paso 3. Determine los momentos por carga muerta para el espesor supuesto para la losa.

Paso 4. Determine el momento por carga viva en el punto de momento máximo. (Esto se hace en esta etapa para poder verificar el espesor supuesto de la losa.)

Paso 5. Combine los momentos por carga muerta, por carga viva e impacto en el punto de momento máximo. Compare el espesor requerido para la losa con el espesor supuesto.

Paso 6. En caso necesario, ajuste el espesor de la losa. Si el espesor requerido difiere del supuesto en

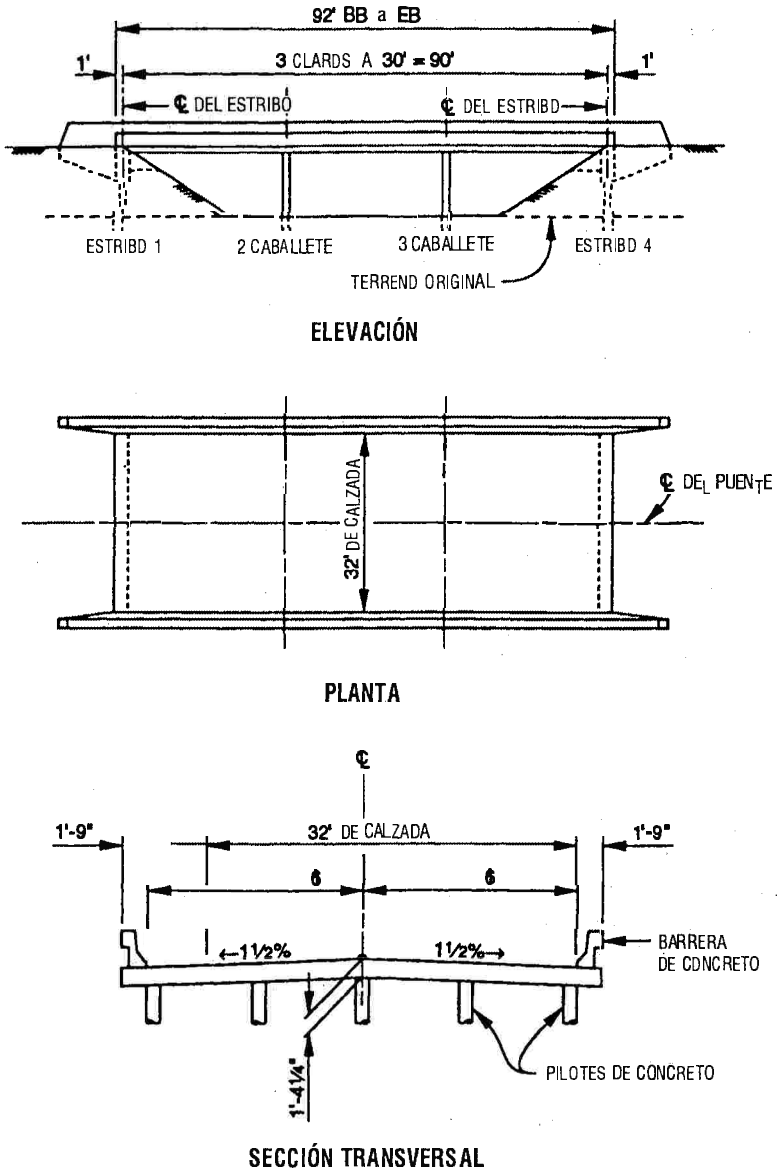
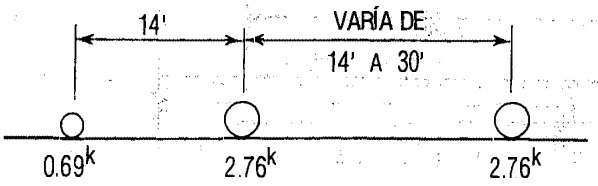
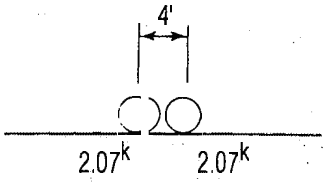


Figura 17.38 Puente de tres claros de losa de concreto.



(a) HS 20-44 CAMIÓN



(b) CARGA ALTERNATIVA

Figura 17.39 Cargas de rueda por pie de ancho de losa para el puente de la figura 17.38.

el paso 2, los momentos por carga muerta deberán revisarse y el paso 5 repetirse. Usualmente, el segundo tanteo es suficiente para obtener el espesor correcto para la losa. Los pasos 2 al 6 siguen la teoría estructural convencional.

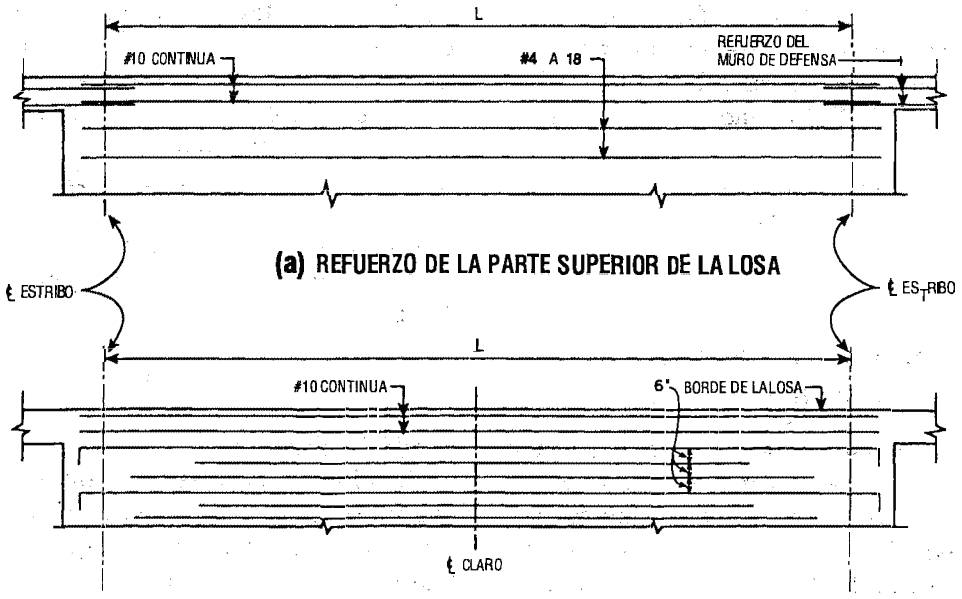
Paso 7. Coloque las cargas vivas para momentos máximos en otros puntos sobre la estructura a fin de obtener valores intermedios para dibujar la envolvente del momento máximo.

Paso 8. Se dibuja la curva envolvente. Determine los tamaños y puntos de corte de las barras de refuerzo.

Paso 9. Determina la distribución del acero.

Paso 10. Determina el número de pilotes requeridos en cada caballete.

Las figuras 17.40 y 17.41 ilustran patrones típicos del acero de refuerzo para un puente de claro simple y otro con losa de concreto de dos claros, respectivamente, similar al de la figura 17.38, apropiado para claros de entre 16 y 44 ft con carga HS20 o equivalente. El refuerzo paralelo al tránsito en el puente de claro simple se localiza principalmente en el fondo de la losa (Fig. 17.40*b*), en vez de en la parte superior (Fig. 17.40*a*). El puente de dos claros tiene refuerzo principal de acero en la parte superior de la losa (Fig. 17.41*b*) sobre el marco central, para resistir los momentos negativos, y refuerzo principal de acero en el fondo de la losa (Fig. 17.41*a*) en regiones de momento positivo. El refuerzo en puentes de claros múltiples se coloca de manera similar. El acero transversal de distribución se coloca típicamente a cada 11 o 12 in. El espesor de la losa de concreto y el tamaño del refuerzo dependen de la resistencia a la compresión f'_c especificada a los 28



(a) REFUERZO DE LA PARTE SUPERIOR DE LA LOSA

(b) REFUERZO DE LA PARTE INFERIOR DE LA LOSA

Figura 17.40 Arreglo del refuerzo de una losa para un puente de claro simple con carga HS20-44 o carga alternativa.

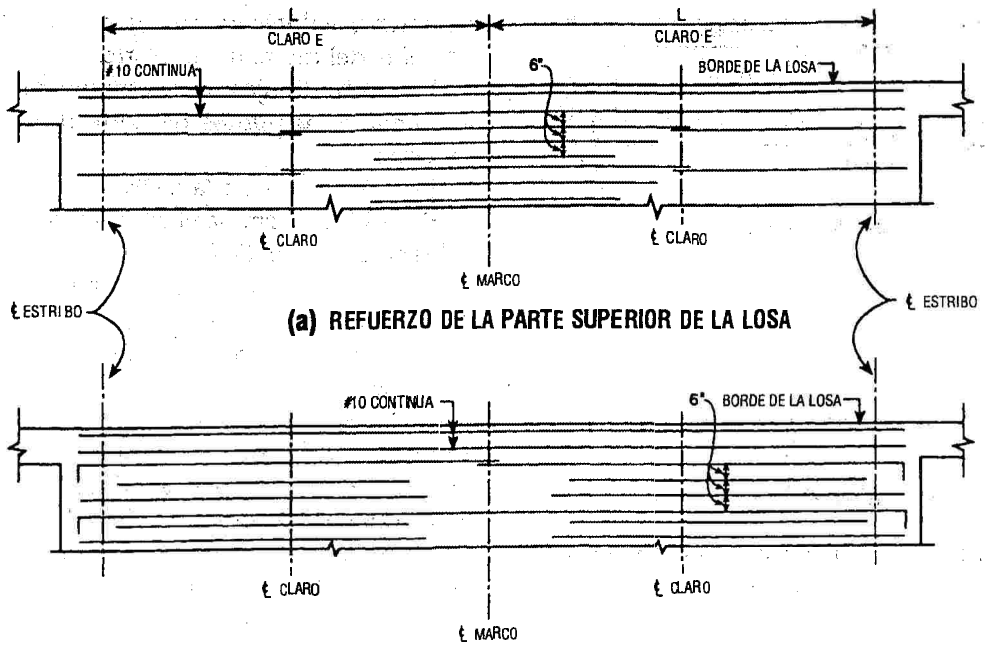


Figura 17.41 Arreglo del refuerzo de una losa de un puente de dos claros con carga HS20-44 o carga alternativa.

días para el concreto y del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

Para esviajes de hasta 20°, el refuerzo transversal debe colocarse paralelo al marco. Para esviajes mayores, el esfuerzo transversal deberá colocarse perpendicularmente a la línea central del puente. Los esviajes mayores de 50° requieren de un diseño especial.

(*Bridge Design Aids*, Division of Structures, California Department of Transportation, Sacramento, Calif.)

17.20 Puentes con vigas T de concreto

Este tipo de puentes, ampliamente usados en la construcción de carreteras, consiste en una losa de concreto soportada sobre trabes, con las que se cuela monolíticamente (Fig. 17.42). Es especialmente económica en el intervalo de 50 a 80 ft. Cuando no se permite el uso de obra falsa, debido a condiciones de tránsito o por limitaciones de claro libre, puede usarse la construcción precolada del concreto reforzado o preesforzado.

17.20.1 Diseño de losas transversales

Como las trabes son paralelas al tránsito, el refuerzo principal en la losa es perpendicular a éste. Para losas simplemente apoyadas, el claro debe ser la distancia centro a centro de soportes pero no tiene que exceder la distancia libre más el espesor de la losa. Para losas continuas sobre más de dos trabes, el claro puede tomarse como la distancia libre entre trabes.

El momento por carga viva, en ft-kips, para carga HS20 en claros de losas simplemente apoyadas, se da por

$$M = 0.5(S + 2) \qquad (17.35)$$

donde S = claro, en ft.

Para losas continuas sobre tres o más soportes, se multiplica M de la ecuación (17.35) por 0.8 para los momentos positivos y negativos. Para carga HS15, se multiplica M por ¾.

Debe colocarse en la losa, asimismo, refuerzo paralelo al tránsito para distribuir las cargas vivas concentradas. La cantidad debe ser el siguiente porcentaje del acero principal de refuerzo que se re-

quiere para el momento positivo: $220/\sqrt{S}$, pero sin exceder del 67%.

Cuando una losa queda en voladizo sobre una trabe, la carga de rueda debe distribuirse en una distancia, en ft, paralela a la trabe de

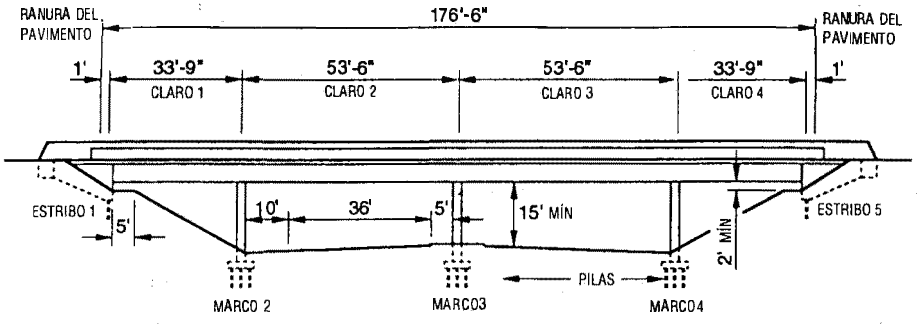
$$E = 0.8X + 3.75 \qquad (17.36)$$

donde X = distancia, en ft, de la carga al punto de soporte. El momento en ft-kips por pie de losa paralela a la trabe es

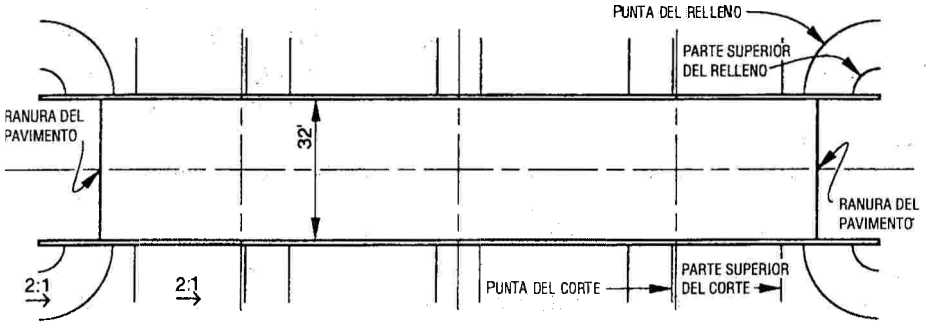
$$M = \frac{P}{E}X \qquad (17.37)$$

donde $P = 16$ kips para cargas HS20 y 12 kips para cargas HS15. Las ecuaciones (17.35) a (17.37) se aplican también a losas de concreto apoyadas en trabes de acero, incluso en construcciones compuestas.

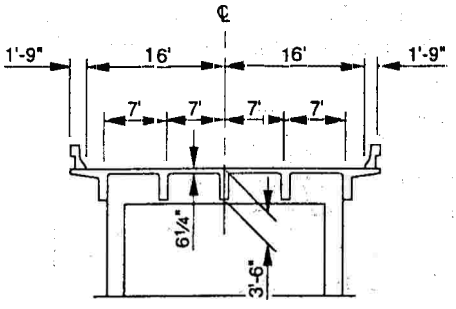
En el diseño de losas, se selecciona una franja de un pie de ancho y se determina su espesor y refuerzo. Puede suponerse que los momentos por carga muerta en ft-kips, positivo y negativo, son $wS^2/10$, donde w es la carga muerta, en kips/ft^2. Los momentos por carga viva están dados por la ecuación (17.35) con una reducción del 20% por continuidad. El impacto es un máximo del 30%. Con estos valores



(a) ELEVACIÓN



(b) PLANTA



(c) SECCIÓN TÍPICA

Figura 17.42 Puente de cuatro claros con vigas T de concreto.

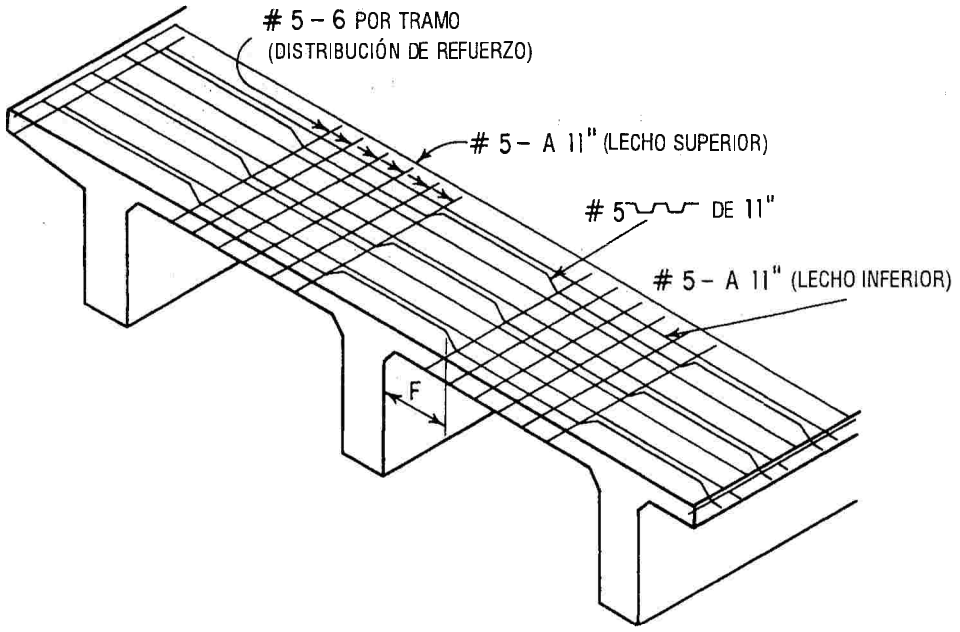


Figura 17.43 Disposición típica del refuerzo en la cubierta de un puente de concreto con vigas T.

pueden desarrollarse gráficamente estándares para el diseño de losas sobre trabes de concreto o acero. Un plano típico de refuerzo para losa se muestra en la figura 17.43.

17.20.2 Diseño de viga T

La estructura mostrada en la figura 17.42 es de cuatro claros con separación de pendientes. La estructura supuesta para el análisis, se muestra en la figura 17.44. La condición articulada en la base de las columnas, se aproxima quizá a la condición existente en la mayor parte de las estructuras de este tipo. Las bases de columna empotradas por completo son difíciles de lograr, debido a la rotación de la zapata. Además, la economía en el diseño de la zapata resulta de las presiones uniformes en ella bajo una base articulada de columna.

Para el diseño de trabes de concreto, pueden desarrollarse curvas de momentos máximos por carga muerta más carga viva más impacto, para determinar el refuerzo. Para los momentos por carga viva, las cargas de camiones se mueven a través del puente. Conforme éstas se mueven, ellas generan momentos, fuerzas cortantes y reacciones variables. Es necesario acumular combinaciones máximas de momentos para proporcionar un diseño adecuado. Para cargas móviles pesadas, es necesario una investigación extensa para encontrar los esfuerzos máximos en estructuras continuas.

La figura 17.45 muestra curvas de momentos máximos que consisten de combinaciones de carga muerta más carga viva más impacto que son máximas a lo largo del claro. De esas curvas, la cantidad de acero de refuerzo así como las longitudes del mismo pueden determinarse trazando los momentos desarrollados por las barras. La figura 17.46 muestra curvas de fuerzas cortantes máximas. La figura 17.47 muestra el arreglo del acero de refuerzo en la trabe. Los requisitos de fuerza cortante máxima se obtienen teóricamente por un estudio punto a punto de las variaciones. Usualmente es adecuada una línea recta entre la línea central y los valores máximos en los extremos.

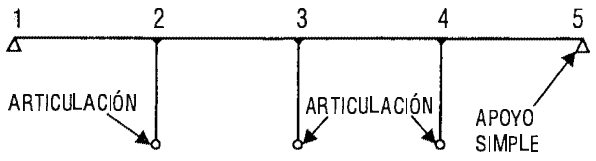


Figura 17.44 Condiciones de apoyo supuestas para el puente en la Fig. 17.42.

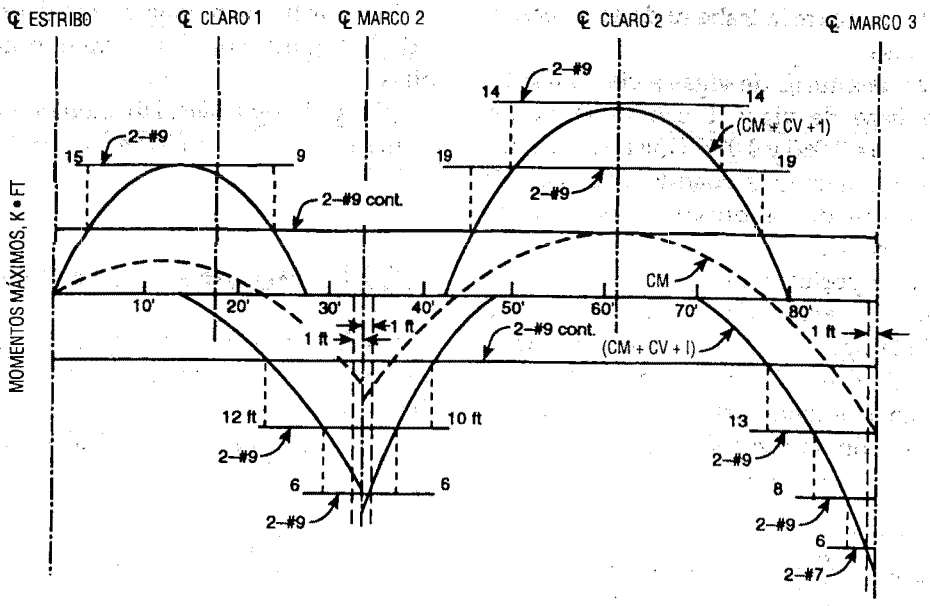


Figura 17.45 El refuerzo para las vigas T de la figura 17.42 se determina de curvas de momento flexionante máximo. Los números en los extremos de las barras son distancias en ft desde la línea central del claro o marco.

La separación entre trabes varía entre 7 y 9 ft. Usualmente es económico un voladizo de la losa del tablero de aproximadamente 2 ft 6 in.

Cuando la losa y las trabes son integrales, su ancho efectivo de diseño no puede exceder la existencia centro a centro entre trabes de un cuarto del claro de la trabe o 12 veces el espesor mínimo de la losa. Sin embargo, para trabes exteriores, el ancho efectivo del voladizo no debe exceder la mitad de la distancia libre a la próxima trabe, ni

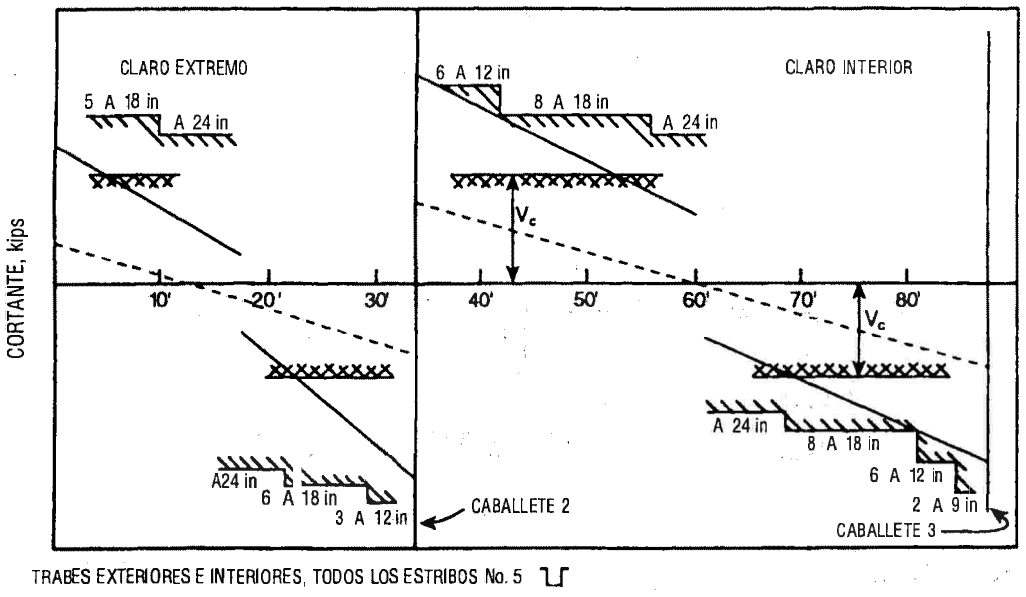


Figura 17.46 Curvas de cortante máximo para vigas T de la figura 17.42.

un doceavo del claro de la trabe ni de seis veces el espesor de la losa.

Las razones de alturas de vigas a claros usados en puentes a base de vigas T continuas, varían generalmente entre 0.065 y 0.075. Una altura económica se obtiene usualmente cuando una pequeña cantidad de refuerzo de compresión es requerida en los soportes interiores.

El diseño de soportes o marcos intermedios varía ampliamente, de acuerdo con la preferencia del proyectista. En la figura 17.42 se muestra un marco simple a base de dos columnas; son posibles, sin embargo, una considerable variación en la elevación y forma de la sección transversal de las columnas.

Los estribos son usualmente del tipo de asiento o de diafragma monolítico extremo soportado sobre pilas.

(*Bridge Design Aids*, Division of Structures, California Department of Transportation, Sacramento, Calif.)

17.21 Puentes de trabes de caja

Las trabes de caja o ahuecadas que se hacen de concreto son las favoritas de muchos diseñadores debido al plano suave de la superficie del fondo, no obstruida por las líneas de trabes individuales. La

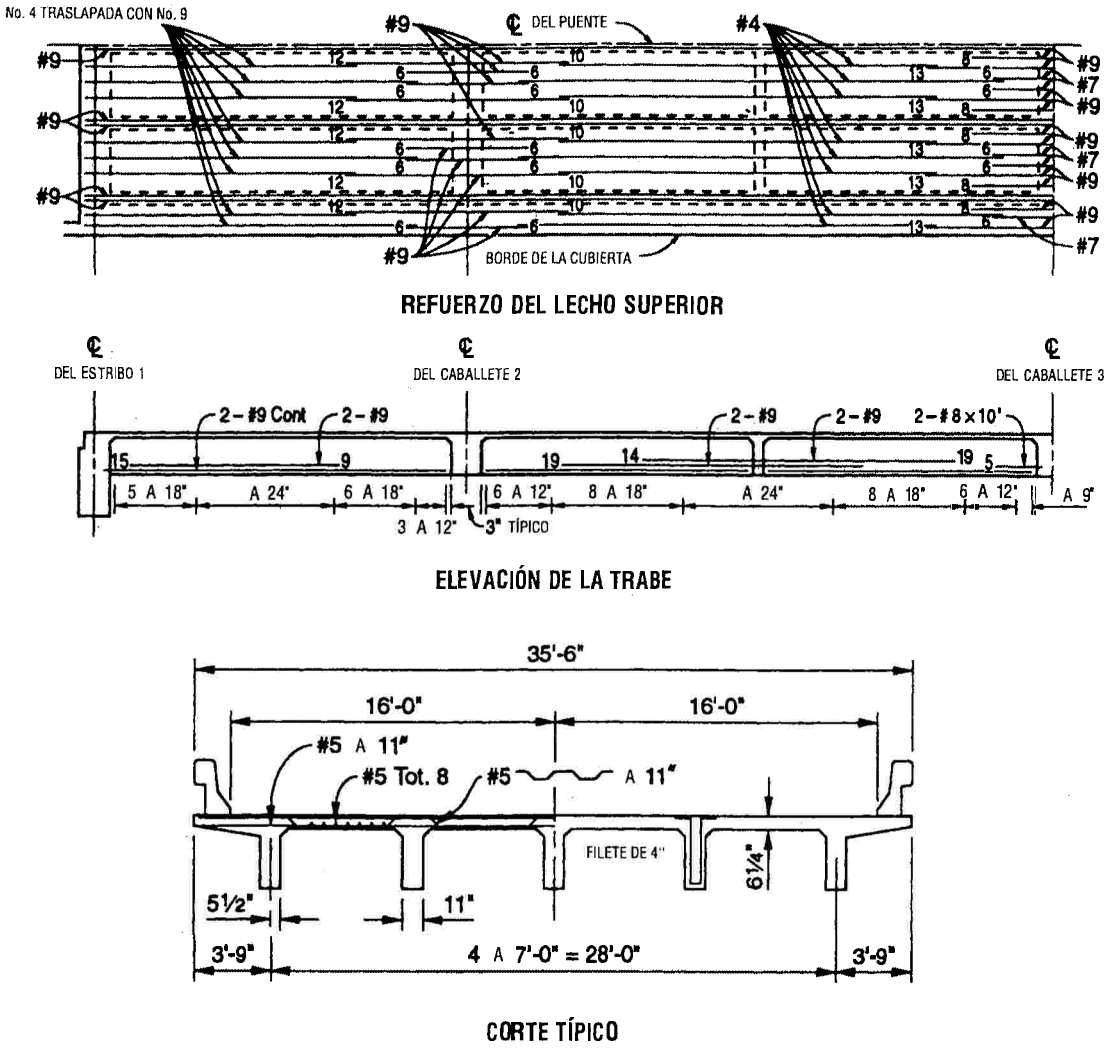


Figura 17.47 Plano del refuerzo para las vigas T de la figura 17.42. El esfuerzo es simétrico respecto de los ejes del puente y del caballete 3. Los números en los extremos indican distancia, en ft, a partir del eje del claro o del caballete.

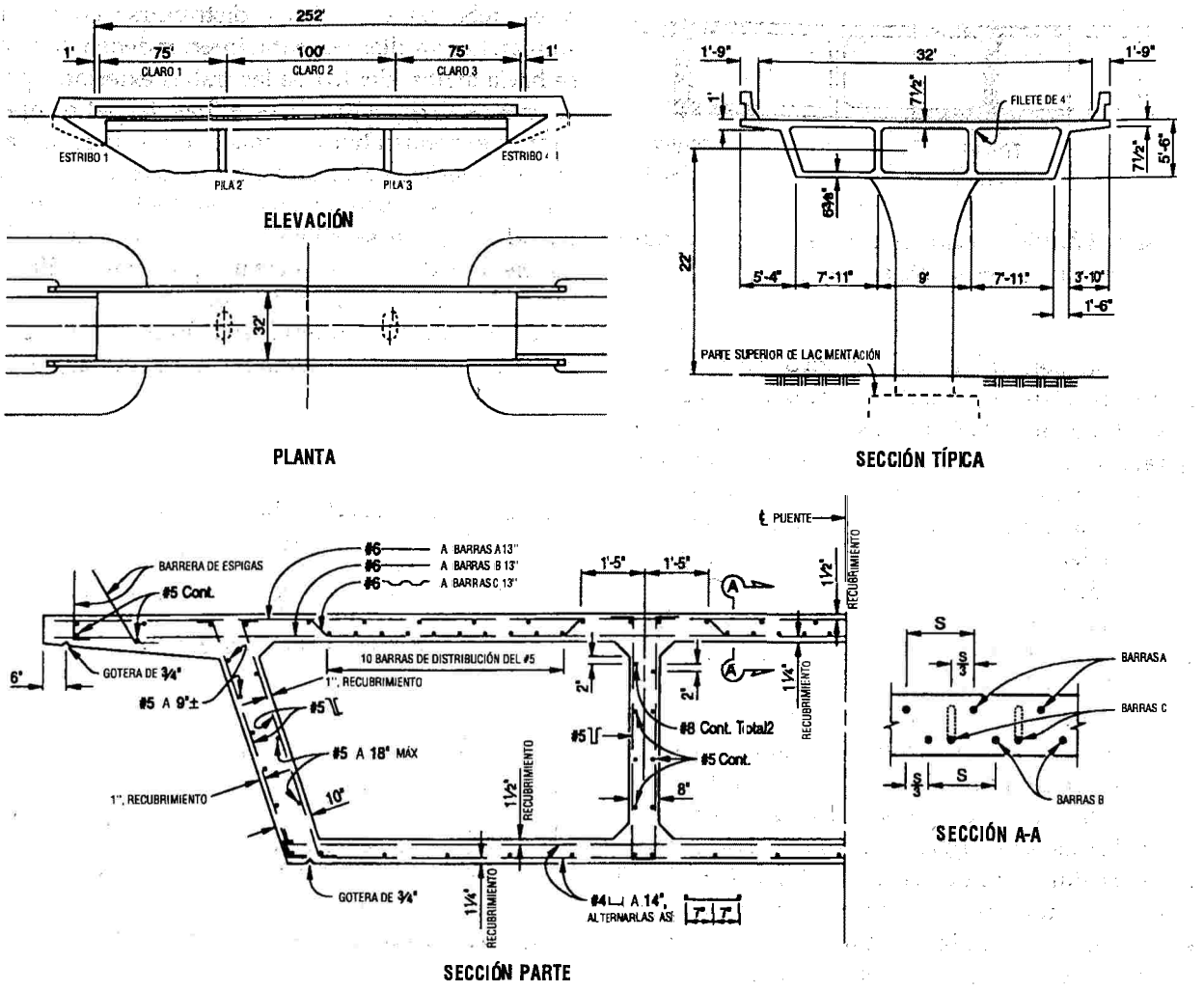


Figura 17.48 Puente de tres claros con trabes en caja de concreto reforzado. Para más detalles, vea la figura 17.52.

provisión de espacios en las celdas abiertas para las instalaciones, es una ventaja estructural y también estética. Las instalaciones se apoyan sobre la losa del fondo y puede disponerse de accesos para la inspección y reparación de dichas instalaciones.

En lugares donde el peralte de la estructura esté limitado de modo severo, las trabes de caja y las vigas T son de costo parecido, en el intervalo de los claros de 80 ft. Para claros más cortos, las vigas T son más baratas, lo mismo que para claros más largos las trabes de caja. Aunque estas relaciones de costo se mantienen en general, se ha encontrado que las trabes de caja son más económicas en algunos casos de claros de 50 ft, cuando el peralte de la estructura se restringe.

17.21.1 Diseño de trabes

El análisis estructural se basa en dos segmentos típicos de trabes interior y exterior (Fig. 17.49). Podría hacerse el análisis de la sección transversal entera como una unidad, debido a su rigidez transversal inherente. Los requisitos en las *Standard Specifications for Highway Bridges*, American Association of State Highway and Transportation Officials, se basan, sin embargo, en las distribuciones de carga viva para trabes individuales y, en consecuencia, el diseño se fundamenta en la suposición de que el puente de trabes de caja está compuesto por trabes separadas.

El ancho efectivo de la losa como patín superior de una trabe interior, puede tomarse como la distan-

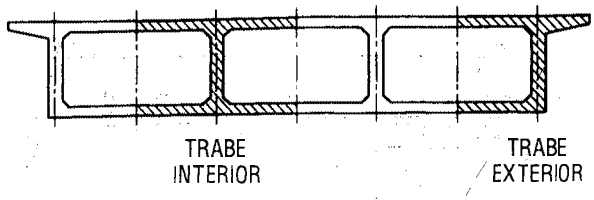


Figura 17.49 Secciones típicas de diseño para trabes de caja (áreas sombreadas).

cia más pequeña de centro a centro de las trabes, un cuarto del claro de la trabe, y como doce veces el espesor menor de la losa, más el ancho del alma de la trabe. El ancho efectivo del volado para una trabe exterior puede tomarse como la más pequeña de la mitad de la distancia libre a la siguiente trabe, un doceavo del claro de la trabe y seis veces el espesor mínimo de la losa.

La relación común de peralte al claro, para claros continuos, es 0.055. Ésta puede reducirse a alrededor de 0.048 con claros balanceados, mediante algún sacrificio en economía y aumento en las deflexiones. Los claros simples requieren, en general, una relación mínima de peralte a claro de 0.065.

En la figura 17.48 se ilustra un puente carretero típico de trabes de caja de concreto. El espaciamiento de las almas podría ser de 7 ft 4 in o 9 ft 4 in. El espaciamiento mayor se escoge para eliminar un alma. El espesor mínimo de alma se determina por el esfuerzo cortante, pero suele ser por lo menos, de ocho in. Los cambios deben ser graduales, repartidos en una distancia mínima de doce veces la diferencia en el espesor de alma.

El diseño de la losa superior sigue el procedimiento descrito para puentes de vigas T en la sección 17.20. El espesor de la losa del fondo y el refuerzo secundario se contralan por mínimos de especificación. Las especificaciones AASHTO exigen un espesor de la losa mínimo, de un dieciseisavo de la distancia libre entre las trabes pero no inferior a 6 in para la losa superior y 5 ½ in para la losa inferior. Deben dejarse chaflanes en todas las intersecciones de superficies dentro de las celdas.

El esfuerzo mínimo del patín paralelo a la trabe debe ser del 0.6% del área del patín. Este acero puede distribuirse en el lecho superior y en el inferior o colocarse en una sola capa en el centro de la losa. El espaciamiento no debe excederse de 18 in. El refuerzo mínimo del patín perpendicular a la trabe debe ser del 0.5% y distribuirse en forma similar. Las varillas del patín inferior deben doblarse hacia arriba, dentro de las trabes exteriores por lo menos 10 diámetros. Las varillas del patín superior se extienden hacia la cara exterior de todas las trabes exteriores. Como mínimo, la tercera parte de estas varillas deben anclarse con dobleces a 90° o, cuando el patín se proyecta fuera de la trabe lo suficiente, extenderse lo bastante para desarrollar la resistencia de la varilla a la adherencia.

Cuando la losa superior se coloca después que se han colocado las paredes de las almas, debe

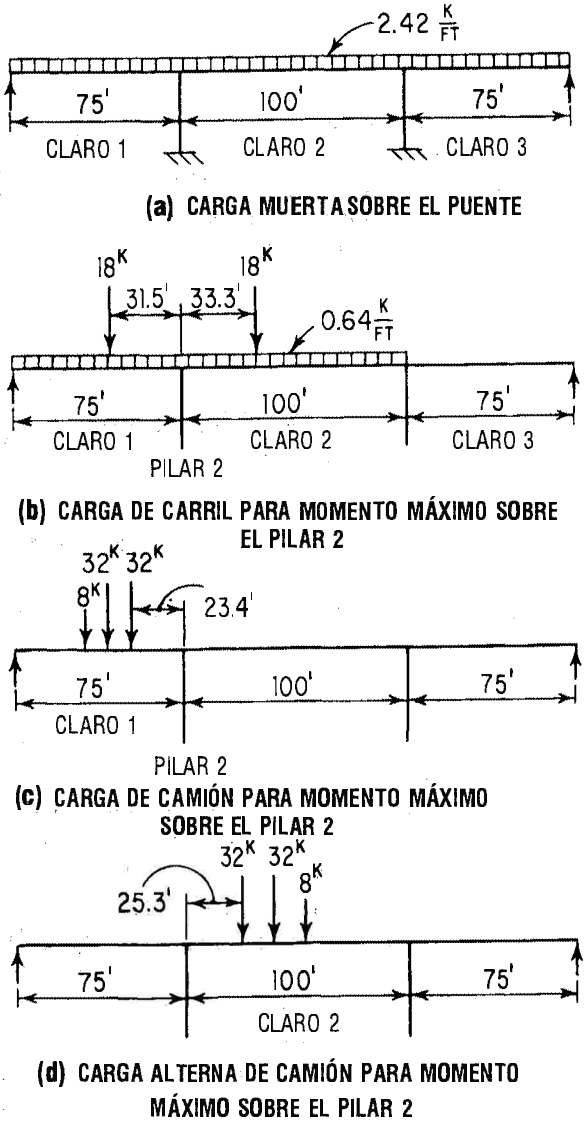


Figura 17.50 Modelos de carga para refuerzos máximos en un puente de trabes de caja.

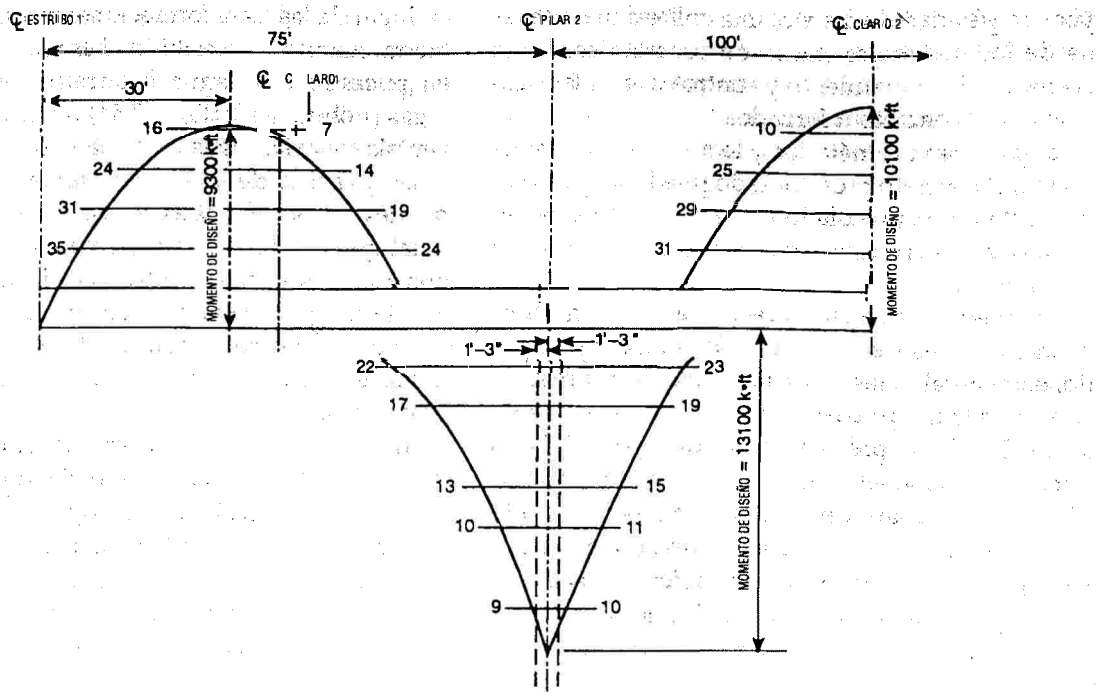


Figura 17.51 Las curvas de momento máximo determinan el refuerzo para una trabe de caja. Los números en los extremos de las barras indican distancias, en ft, desde la línea central de pilares o claro.

colocarse en el alma por lo menos 10% de refuerzo del momento negativo. Las varillas deben prolongarse una distancia por lo menos de la cuarta parte del claro a cada lado de los soportes intermedios, cuando se trata de claros continuos, un quinto del claro de los extremos empotrados de claros continuos y la longitud entera de los voladizos. En cualquier caso, el alma debe tener refuerzo colocado horizontalmente en ambas caras, para evitar las grietas por temperatura y contracciones. Las varillas deben espaciarse a no más de 2 ft de centro a centro. El área total de este acero debe ser por lo menos $\frac{1}{8}$ de in^2 / ft de altura del alma.

El análisis de la estructura de la figura 17.48 para cargas muertas sigue el procedimiento común de distribución de momentos. Las condiciones supuestas para los extremos se muestran en la figura 17.50*a*.

La posición de las cargas vivas para producir los momentos máximos negativos en las trabes sobre el pilar 2, se muestra en las figuras 17.50*a* a la *d*. Deben aplicarse cargas semejantes para encontrar los momentos máximos positivos y negativos en otros puntos críticos. Los momentos deben distribuirse y los puntos graficarse en un diagrama de momento máximos. (Para carga muerta más carga viva más impacto), como se muestra en la Fig. 17.51. El plano del refuerzo de la trabe principal se sigue directamente de este diagrama. En la figura 17.52, se muestra un plano típico.

(*Bridge Design Details* Division of Structures, California Department of Transportation, Sacramento, Calif.)

17.22 Puentes de concreto preesforzados

En la construcción con concreto preesforzado, el concreto está sujeto a esfuerzos de compresión permanentes de tal magnitud, que no se produce prácticamente tensión alguna cuando se aplica la carga de diseño (sección 8.42).

El sistema de preesforzado permite un mejor aprovechamiento del concreto que el sistema de refuerzo común. El sistema de preesforzado permite reducir la carga muerta, en general, lo cual hace posible utilizar claros más largos con concretos, que a veces resultan competitivos en costo con el acero. El concreto preesforzado, sin embargo, requiere ma-

yor complejidad de diseño, una calidad más elevada de los materiales (tanto de concreto como de acero) y más refinamiento y controles en la fabricación que el concreto reforzado.

Según sean los métodos y la secuencia de fabricación, el concreto preesforzado puede ser precolado, pretensado; precolado y postensado; colado en el sitio y postensado; compuesto, o parcialmente preesforzado.

En puentes de vigas precoladas, la estructura primaria consiste en unidades de concreto precolado, en general vigas I, canales, vigas T o trabes de caja. Asimismo, pueden ser pretensadas o postensadas. Las losas precoladas pueden ser sólidas o huecas (aligeradas). Las vigas I precoladas (Fig. 17.53) se combinan con cubiertas coladas, de modo total o parcial, en el sitio. Esta construcción tiene la ventaja de poder dar forma a la cubierta de acuerdo a las especificaciones deseadas. Las losas precoladas que se incorporan a la cubierta pueden usarse en lugar de las transformaciones removibles de cubierta, cuando la accesibilidad es mala; por ejemplo, en puentes sobre agua o terrenos húmedos. Las vigas precoladas T (Fig. 17.54) no ofrecen ninguna ventaja sobre las vigas I, las cuales son más compactadas y fáciles de fabricar. El alineamiento de los patines de las secciones T es a menudo difícil. Al igual que con las vigas I, los patines deben unirse por medio de concreto colado en el sitio. Las secciones de caja precolada pueden colocarse una al lado de la otra, a fin de formar un claro de puente. Si se desea, esas secciones pueden postensarse en forma transversal.

Las vigas precoladas se usan sobre todo en claros hasta de 90 ft, en donde el montaje con obra falsa no sea factible o deseable. Tales vigas son económicas en particular, si las condiciones son favorables para la construcción masiva; por ejemplo, en los viaductos de claro múltiples o en la vencindad de plantas centralizadas de fabricación. Es posible lograr cla-

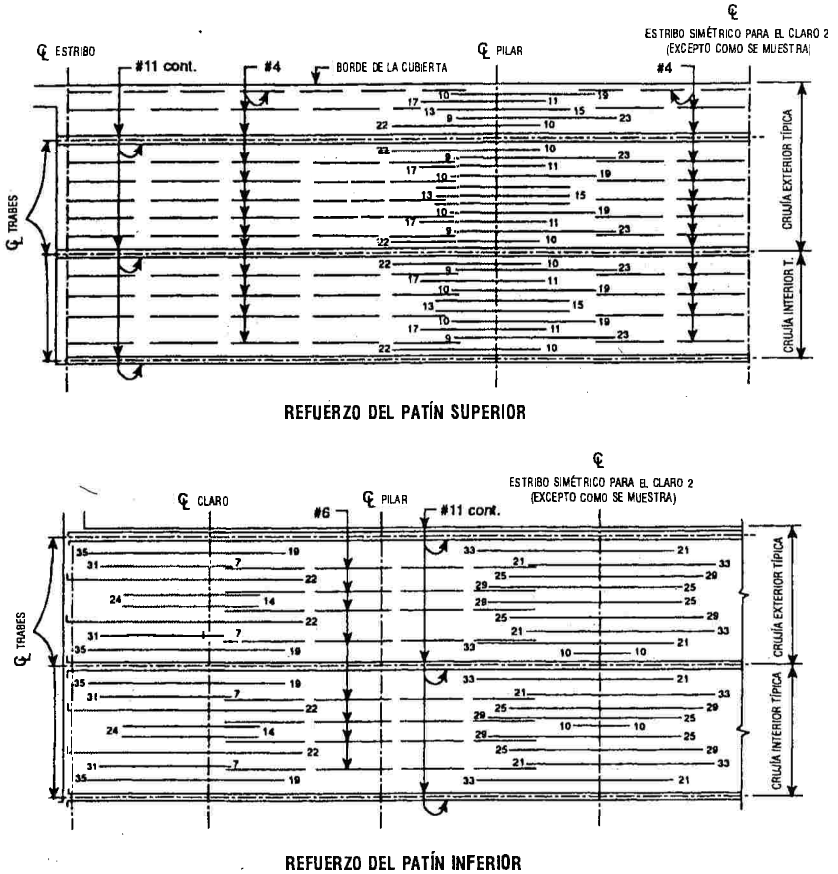


Figura 17.52 Distribución del refuerzo para el puente de trabes de caja de la figura 17.48 y curvas de momento de la figura 17.51. Esfuerzos de diseño para carga HS20: $f'_c = 3500$ psi, $f_y = 60$ ksi.

ros más largos, pero requieren equipo de montaje cada vez más pesado.

La Federal Highway Administration y los departamentos de carreteras estatales han diseñado estándares para trabes precoladas, preesforzadas.

El concreto preesforzado, colado en el sitio, se usa con frecuencia para puentes de nivel bajo cuando las condiciones del terreno favorecen el armado de obra falsa común. Las secciones transversales típicas son similares a las que se usan en secciones reforzadas, comunes, excepto que, en general, el preesforzado permite estructuras más delgadas.

Para puentes de claro simple, colocados por completo in situ, el sistema de postensado difiere sólo de manera cuantitativa de los elementos precolados. En el diseño de puentes continuos de claros múltiples, debe tenerse en cuenta lo siguiente: las pérdidas por fricción del preesforzado dependen de la forma de curvaturas de los ductos. Para reducir las pérdidas potenciales y aumentar la seguridad de un preesforzado efectivo, hay que evitar las formas continuamente onduladas del tendón. En su lugar se usan patrones discontinuos simples. Otro método es colocar tendones, en general haces de cables, en los huecos de las trabes de caja y doblar los tendones sobre apoyos lubricados accesibles.

El concreto preesforzado compite con otros materiales en claros de 150 a 250 ft o mayores. Las técnicas de construcción y mejoras en el equipo de preesfuerzo, como ductos lisos y ligeros que reducen las pérdidas por fricción, han logrado que los puentes de concreto preesforzados compitan en forma directa con el acero estructural, el cual era preponderante en los claros medios y largos.

La construcción segmental, tanto precolada como colada en obra, ha eliminado la necesidad de obra falsa (cimbra) costosa, lo que anteriormente convertía los puentes de concreto en antieconómicos, de modo especial en localidades que requerían largos claros; por ejemplo, sobre canales navegables o barracas profundas. Los dos tipos de construcción

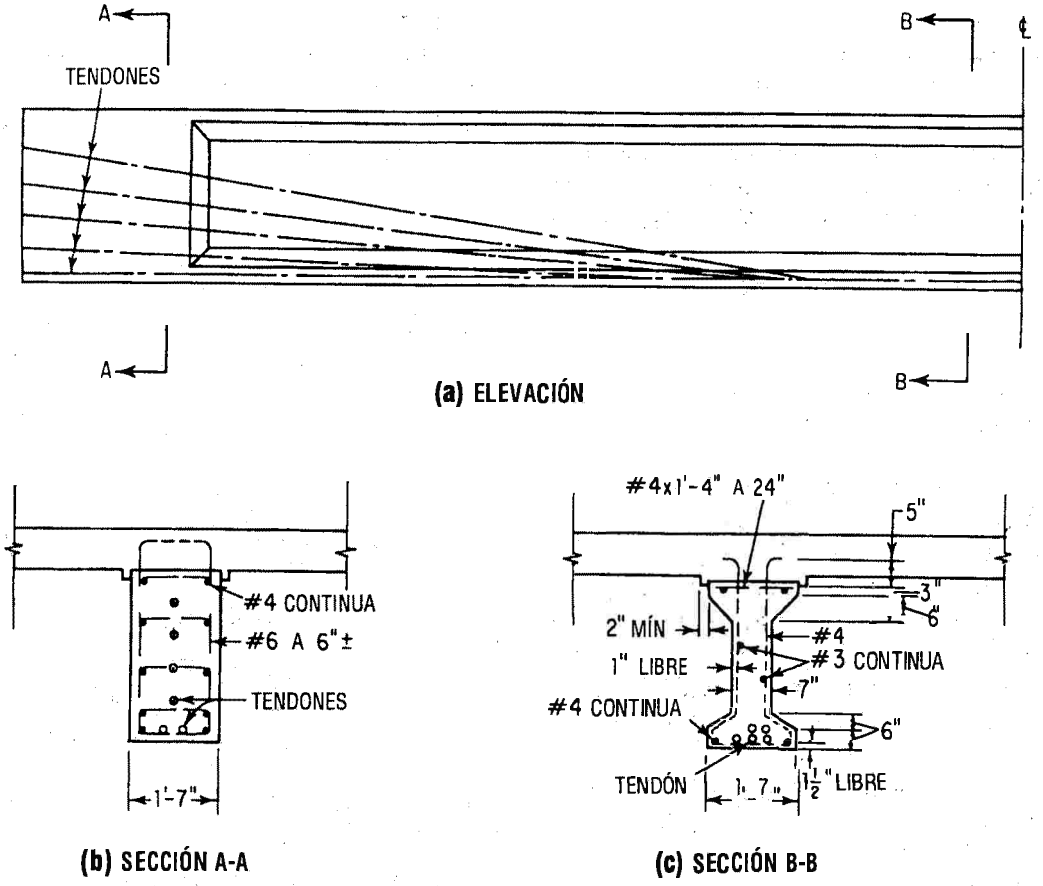


Figura 17.53 Viga I típica preesforzada, precolada, usada en puentes carreteros.

segmental que se utilizan más en Estados Unidos son el colado en obras y el voladizo precolado (balanceado).

En la construcción colada en obra, la cimbra desplazable se apoya en una estructura que se desplaza en voladizo desde una sección adyacente ya terminada de la superestructura. Conforme la sección es colada, curada y postensada, la obra falsa se desplaza y el proceso se repite. La figura 17.55 ilustra este tipo de construcción. En la construcción precolada, el procedimiento es similar, excepto que las secciones son prefabricadas.

En condiciones especiales de la obra pueden usarse otros métodos, como el de lanzar un claro completo e incrementos de estos procedimientos. En toda contrucción segmental, deben evaluarse con cuidado, en el plan de montaje, los esfuerzos transitorios y el equilibrio durante el montaje y al cerrar el claro. También es importante predecir exactamente el flujo plástico y las deflexiones, con objeto de lograr el comportamiento conveniente de la estructura y los niveles o pendientes que requiere la cubierta en la obra terminada.

Por el postensado es posible ampliar, reforzar o remodelar estructuras de concreto ya existentes. Por ejemplo, en la figura 17.56 se muestra una sección transversal a través de un viaducto de dos pisos. La hilera de columnas bajo la cubierta superior debía eliminarse, mientras que la capacidad de carga tenía que aumentarse de H15 a HS20. No debía haber interferencia con el tráfico del piso superior y se permitió una interferencia mínima con el piso inferior. Este objetivo se logró reforzando cada pieza de puente con unidades precoladas que incorporan ductos preformados para los tendones. Luego el piso superior por entero fue preesforzado transversalmente. Esto permitió que las vigas libraran el claro total del puente y soportaran carga más pesada. Se han efectuado remodelaciones similares con concreto colado en campo.

La determinación de esfuerzos en puentes preesforzados es similar a la de otras estructuras. Sin embargo, en el análisis de estructuras estáticamente indeterminadas, las deformaciones causadas por el preesfuerzo deben tomarse en cuenta (véase las secciones que van de la 8.42 a la 8.45).

[C. A. Ballinger and W. Podolny, Jr., *Segmental Bridge Construction in Western Europe*, Transportation Research Board, Record 665, 1978; A. Grand, *Incremental Launching of Concrete Structures*, Journal of the American Concrete Institute, August, 1975; W. Baur, *Bridge Erection by Launching is Fast, Safe, and Efficient*, Civil Engineering, March, 1977; F. Leonhart, "*New Trends in Design and Construction of Long-Span Bridges and Viaducts* (Skew, Flat Slabs, Torsion Box)", Eighth Congress, International Association for Bridge and Structural Engineering, New York, Sep. 9 to 14, 1968.]

17.23 Estribos y pilares de puentes

Los pilares son los apoyos intermedios de las superestructuras de puentes con dos o más aberturas. Los estribos son los apoyos extremos que tienen la función adicional de contener la tierra de relleno en los accesos de los puentes.

La altura mínima de los estribos y pilares se rige por requerimientos de accesibilidad para el mantenimiento de la superestructura, y los apoyos; por requerimientos de protección contra salpicaduras en puentes sobre agua, y por requisitos de altura libre en puentes sobre vías transitadas. No hay límite superior para la altura de los pilares, excepto el que imponen restricciones económicas. Por ejemplo, uno de los pilares del puente Europeo, bajo una superestructura en Australia, se levanta 492 ft sobre el nivel del valle.

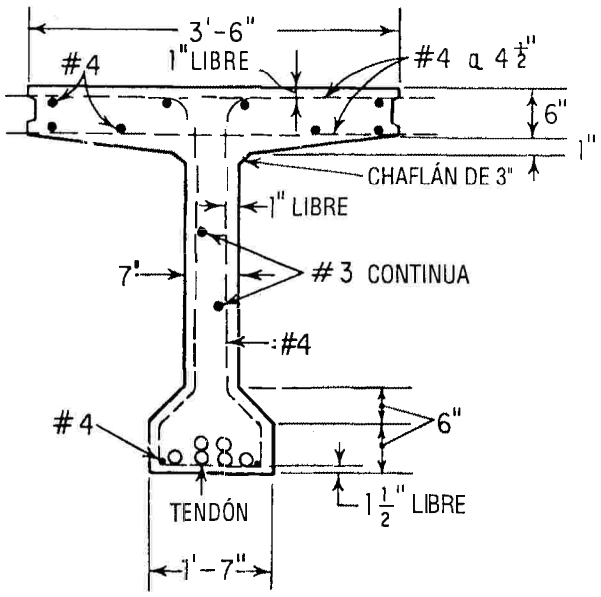


Figura 17.54 Viga T típica, preesforzada, precolada, usada en puentes carreteros.

La superficie superior de los pilares debe tener longitud y ancho adecuado para recibir los apoyos de la superestructura. En los estribos se requiere un ancho adicional para el muro de respaldo, el cual contiene el relleno y protege el extremo de la superestructura. Al diseñar las secciones por encima del terreno de los pilares, deben tomarse en cuenta los requerimientos de ancho libre y visibilidad de las vías transitadas adyacentes. La longitud y el ancho al nivel de la base se determinan al considerar estabilidad, limitaciones de los esfuerzos en el cuerpo del pilar y el diseño de la cimentación

En el análisis por esfuerzos y estabilidad, las reacciones debidas a las cargas (muertas y vivas, sin impacto) que actúan en la superestructura, deben combinarse con las que actúan directamente en el subestructura. Las reacciones longitudinales dependen del tipo de apoyo, ya sea éste fijo o de expansión.

17.23.1 Pilares

Se han desarrollado formas básicas de pilares o pilastras para satisfacer requisitos que varían ampliamente. Los tipos que se detallan en seguida son algunos de los más comunes, y se indican sus usos preferidos.

Los *pilares tipo caballete* se prefieren para "calzadas" de nivel bajo que se llevan sobre aguas poco profundas o sobre tierras que se inundan en temporada, sobre losas de concreto o superestructuras de viga y losa. Cada pilar o caballete consta de dos o más pilotes de apoyo, usualmente hincados en el mismo plano y una cubierta gruesa de concreto o un cabezal prismático, con el cual se conectan los pilotes (Fig. 17.38). Tanto el cabezal como los pilotes pueden ser de madera, o como una construcción más permantente, de concreto precolado, reforzado en forma normal o precolado.

Los *pilares de concreto tipo muro* sobre zapatas de superficie se utilizan como soportes para cruces de dos carriles sobre autopistas divididas. Como el soporte longitudinal adecuado de la superestructura, estos pilares pueden diseñarse como muros péndulo, con juntas en la parte superior e inferior, o bien, como muros en voladizo.

Los *pilares en forma T* sobre zapatas de superficie, con o sin pilotes de apoyo, pueden usarse como soportes de trabes gemelas. Las trabes se asientan sobre ensilladuras, en ambas ramas de la viga transversal, en la parte superior del sistema. Se han construido pilares de esta forma, completamente de concreto reforzado o de concreto reforzado, en diversas combinaciones, con acero estructural.

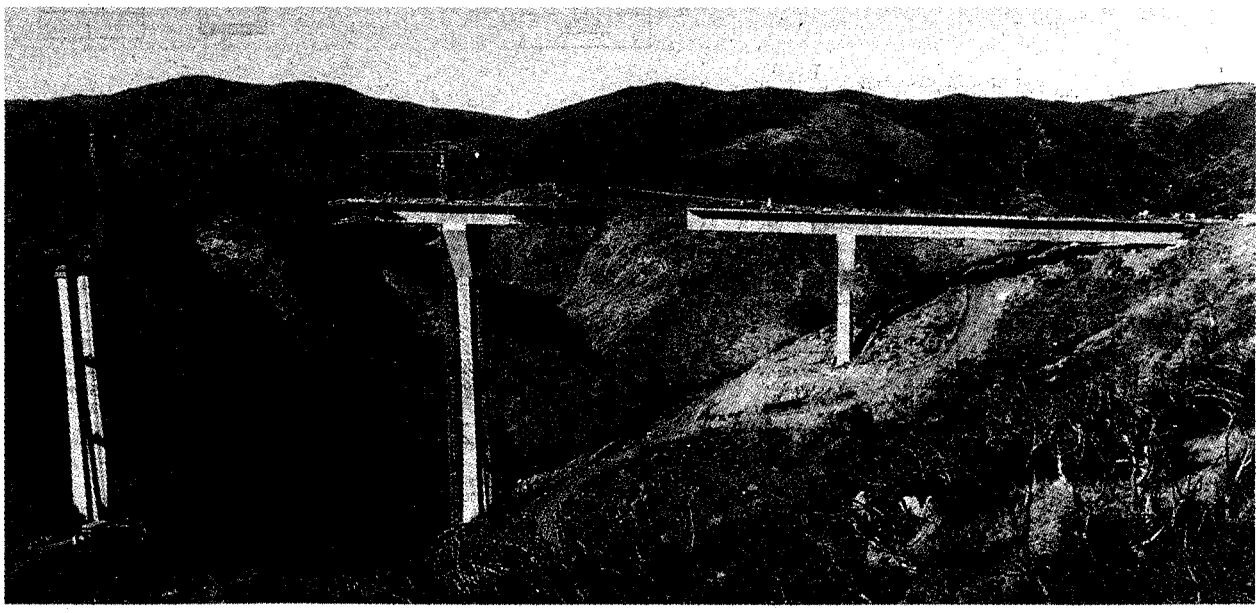


Figura 17.55 Construcción segmental en desarrollo, de concreto colado in situ, para el puente de Pine Valley, California. (*California Department of Transportation.*)

Los *pilares de eje simple* de sección transversal rectangular o circular, sobre zapatas de superficie, pueden usarse para soportar trabes de caja, con diafragmas interconstruidos que actúen como vigas transversales (Fig. 17.48).

Los *marcos de portal* se emplean como pilares bajo trabes de acero pesadas, con apoyos localizados directamente sobre las columnas (piernas) del portal. Cuando hay que apoyar más de dos trabes, el proyectista puede escoger entre reforzar la viga de cerramiento de portal o agregar más columnas. De preferencia, todas las piernas o columnas del marco de portal deben descansar sobre una placa de base común. Si en lugar de ésta se usan zapatas separadas, como por ejemplo en grupos separados de pilotes, deben utilizarse barras de amarre adecuadas para evitar que se separen y se aflojen.

Los *pilares de mampostería masiva* se han construido desde la antigüedad para puentes de río de arcos múltiples, acueductos muy elevados y, más recientemnte, para viaductos. En el siglo XX se reemplazaron por la construcción masiva de concreto con recubrimiento de piedra natural o sin él. Cuando sea esencial carga muerta, se utilizan pilares huecos, de concreto muy reforzado.

Las *torres de acero* sobre pedestales de concreto se usan como pilares de puentes muy elevados. Éstas pueden diseñarse como miembros delgados, enre-

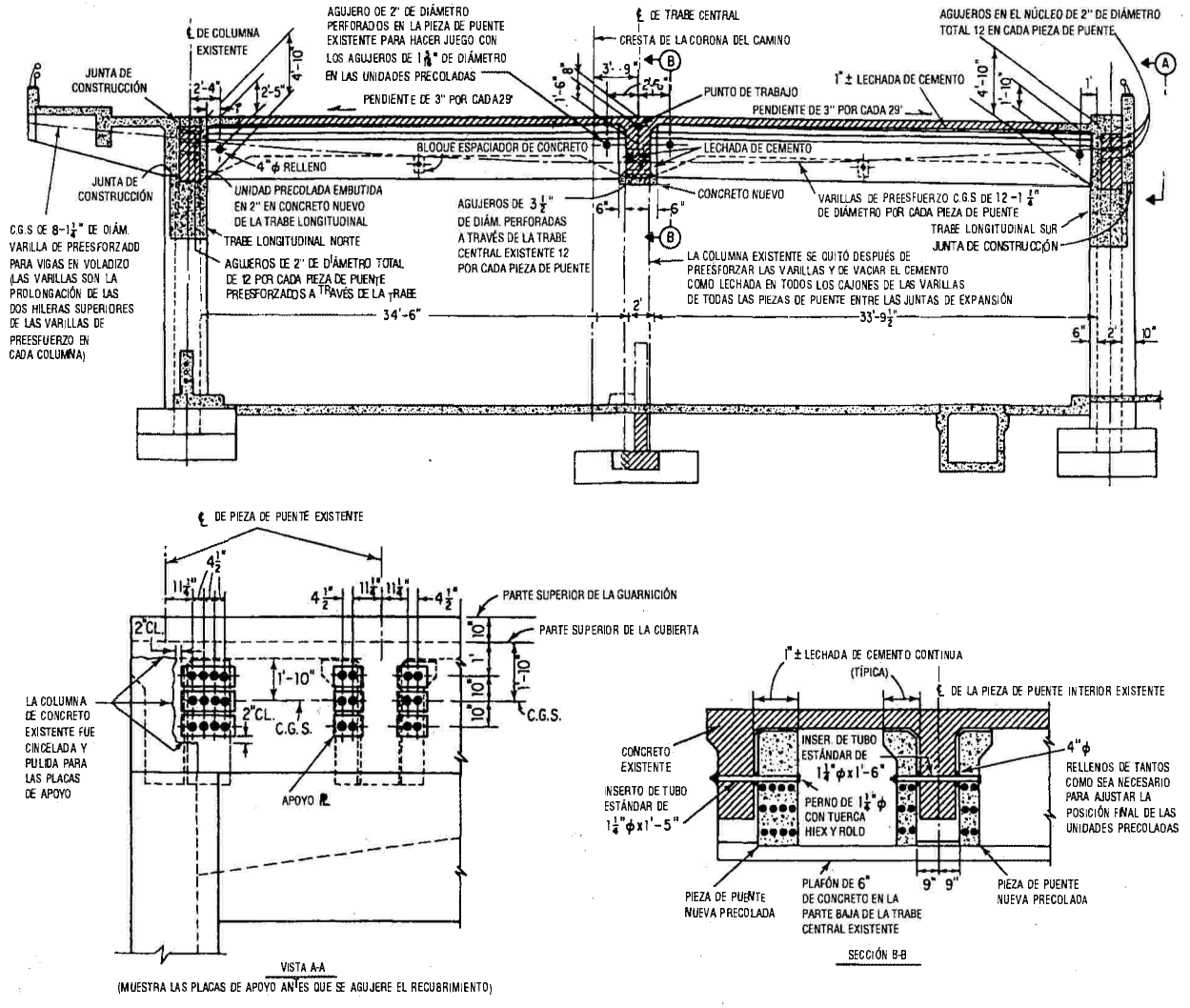


Figura 17.56 Viaducto de doble cubierta, reforzado por el sistema de preesforzado para permitir la remoción de las columnas y el paso de camiones más pesados.

jado especial, pórtico de caja cerrada, o como una combinación de ellos (Figs. 17.21 y 17.27).

Las *pilastras muy altas* cuando se emplean, se construyen en general de concreto reforzado o preesforzado y pueden ser de diseño sólido o celular (Fig. 17.34).

Los estribos de puentes, son, básicamente, pilares con muros en los flancos. Los estribos para puentes de concreto de claro corto, como los que cruzan autopistas y son de forma de viga T o del tipo de losa, a menudo son simples caballetes de concreto que se construyen monolíticamente con la superestructura (véanse Figs. 17.38 y 17.48). Los estribos para puentes de acero y para puentes de concreto de claro largo, y que están sujetos a movimientos importantes de rotación y longitudinales en los extremos, deben diseñarse como estructuras independientes que proporcionen un área a nivel para los apoyos del puente (asiento del puente) y un muro de respaldo (de cortina o de tipo malecón o de contención). El muro o tronco bajo el asiento del puente de tales estribos, puede construirse de concreto sólido o de concreto reforzado de pared delgada, con contrafuertes o sin ellos, pero en raras ocasiones se usa la mampostería.

Los muros laterales que contienen el relleno del acceso deben tener la longitud adecuada para evitar la erosión y que se desperdigue el relleno. Pueden construirse monolíticamente con el tronco y el muro de respaldo del estribo, en cuyo caso se diseñan como voladizos sujetos a doble flexión, o como muros de retención soportados sobre zapatas independientes. Los muros laterales pueden disponerse en una línea recta con el frente del estribo, paralelos al eje del puente o en un ángulo intermedio respecto del frente del estribo que sea adecuado a las condiciones del lugar. Si existen las condiciones de una cimentación adecuada, con frecuencia se prefiere el arreglo paralelo al eje del puente (estribo en forma de U), debido a su estabilidad inherente.

Los estribos deben protegerse contra la volcadura sobre la orilla de la zapata, contra el deslizamiento sobre la zapata y contra la fractura del subsuelo o la sobrecarga de los pilotes. Al calcular la presión de la tierra, debe tomarse en cuenta la carga vehicular en las carreteras y autopistas, en forma de una capa equivalente de suelo de dos ft de espesor. Las cargas vivas de ferrocarril pueden suponerse de 0.5 kip/ft^2, en una franja con 14 ft de ancho en cada vía.

Al calcular la estabilidad y los esfuerzos internos, el peso del material de rellenos sobre la cara de atrás inclinada o escalonada y sobre zapatas de superficie de concreto reforzado, debe considerarse como totalmente efectivo. Sin embargo, no debe suponerse presión de la tierra del prisma en el frente del muro. El factor flotación debe tomarse en cuenta si se prevé su presencia.

18

Richard Harding
Air Transportation & Facilities Consultant
Rapid City, South Dakota

Ingeniería de aeropuertos*

La ingeniería de aeropuertos comprende el diseño y construcción de una amplia variedad de instalaciones para el aterrizaje, despegue, movimiento en tierra y estacionamiento de aeronaves; mantenimiento y reparación de las mismas, almacenamiento de combustible y manejo de pasajeros, equipajes y carga. Así pues, un aeropuerto típico tendrá edificios terminales y hangares, pavimentos para pistas de aterrizaje, rodajes y plataformas de estacionamiento de aviones; caminos, puentes y túneles para automóviles y andadores para peatones; zonas de estacionamiento de automóviles; estructuras de drenaje y tanques subterráneos de almacenamiento de combustible y agua. Los ingenieros de aeropuertos tienen la responsabilidad de determinar el tamaño y disposición de tales instalaciones para el funcionamiento eficaz, seguro y a bajo costo de un aeropuerto.

18.1 Funciones de elementos de aeropuertos

Una **pista**, el elemento más esencial de un aeropuerto, hace posible el aterrizaje y despegue de aviones. En todos los aeropuertos, con excepción de los más rudimentarios, la pista es una franja pavimentada. En muchos de ellos hay más de una pista. Las pistas paralelas son dos franjas construidas en la misma dirección, para dar espacio a operaciones cuando se rebasa la capacidad de una sola pista.

Las **pistas de rodaje o de carreteo** son un medio conveniente para que entren y salgan aviones de una pista. Por lo general son pistas pavimentadas que se enlazan entre sí y con plataformas para el estacionamiento de aviones.

Las **plataformas para estacionamiento de aviones** suelen ser zonas pavimentadas adyacentes a una terminal aérea, utilizadas por aviones como aproximación al edificio y para permitir el ascenso y descenso de pasajeros y tripulantes de los aviones. Estas plataformas cuentan por lo general con sistemas de abastecimiento de combustible, tomas de energía eléctrica y otras instalaciones para dar atención a aviones.

Un **edificio de terminal** se construye en un aeropuerto para servir como medio de transición a pasajeros y tripulaciones, de tierra a aire y viceversa. Cuenta con salas de espera para pasajeros y secciones para manejo de equipaje y carga, así como oficinas y mostradores para venta de boletos. Un edificio de este tipo está por lo general enlazado por

*Corregida y actualizada de la sección 18, "Airport Engineering" del difunto Herbert H. Howell, AirportConsultant, del libro *Standard Handbook for Civil Engineers*, 3a edición.

caminos o calles de acceso para automóviles y, en sus cercanías, es común que haya estacionamientos para automóviles.

Las **torres de control** se construyen en muchos aeropuertos de gran movimiento para el control del tráfico aéreo; son construcciones altas desde las que los controladores de tráfico pueden observar las pistas de aterrizaje y despegue, pistas de carreteo y plataformas para estacionamiento de aviones.

18.2 Clases de aeropuertos

Existen dos categorías de aeropuertos en Estados Unidos: civiles y militares. Los civiles prestan servicio a las líneas aéreas regulares y todos los aspectos de la aviación general; se construyen por la iniciativa de comunidades locales individuales, con ayuda de recursos estatales y federales. Los aeropuertos militares sirven como bases para la fuerza aérea, el ejército y la marina y se construyen, según necesidades, por medio del Departamento de Defensa.

Los **aeropuertos civiles** pueden clasificarse, además, como **aeropuertos de aviación comercial** (los que prestan servicio a aerolíneas regulares) y **aeropuertos de aviación general** (los que atienden vuelos de empresas y de ejecutivos, operaciones de taxi aéreo, la aviación comercial e industrial y la instrucción de estudiantes). Aun cuando todos los aeropuertos de aviación comercial dan cabida a una considerable actividad general de aviación, los aeropuertos de aviación general no son habitualmente de un tamaño suficiente para manejar aviación comercial de servicio regular. En cada caso, el tamaño y tipo de instalaciones debe determinarse por los tipos y volúmenes del tráfico aéreo existente y del previsto que tales instalaciones deben atender.

Los **aeropuertos militares** cubren sólo las necesidades de defensa de la nación. Sólo en contadas ocasiones se permite en ellos algunas actividades de la aviación civil. Existen, en cambio, instalaciones militares limitadas para servicio de la Reserva y la Guardia Nacionales en algunos aeropuertos civiles. Las construcciones militares están bajo el control del Corps of Engineers, United States Army, o del Facilities Engineering Command, United States Navy. Se mantiene una rígida sujección a las normas y especificaciones en los aeropuertos militares.

18.3 Normas nacionales de aeropuertos

La Federal Aviation Administration (FAA) publica una circular de asesoramiento, la AC 150/5300-13, "Airport Design," que sustituye a cinco circulares anteriores relacionadas con las necesidades de instalaciones para terminales de navegación, diseño de aeropuertos de servicio público, datos de aeronaves para diseño de aeropuertos y diseño de plataformas para estacionamiento de aviones. El diseño de un aeropuerto, según la circular AC 150/5300-13, está guiado por la Airport Reference Code (ARC), que relaciona los criterios para el diseño de un aeropuerto con las características operacionales y físicas de los aviones que se pretende operar en el aeropuerto.

La ARC consta de dos elementos relacionados con el avión de diseño seleccionado para el aeropuerto. Una letra describe un elemento, que es la categoría de aproximación del avión; esta categoría está determinada por la velocidad de aproximación del avión que, en general, afecta el diseño de pistas de aterrizaje y sus instalaciones auxiliares. Un número romano designa el segundo elemento, que es el grupo de diseño de avión; este número está relacionado con la distancia de punta a punta de un avión, que determina básicamente las necesidades de separación de aviones e influye en el diseño de pistas de carreteo y sus vías o carriles.

La ARC especifica las cinco categorías de aproximación de naves, que están designadas de la A a la E, y seis categorías de envergadura, marcadas de la I a la VI. La categoría A-I comprende aviones de un motor, pequeños y lentos, en tanto que categorías como la D-V y C-VI se refieren a aviones más grandes y rápidos (véase tabla 18.1). La categoría E generalmente se aplica a aviones militares de alta velocidad y no se cita en el diseño de aeropuertos civiles.

Las circulares de asesoramiento de la FAA contienen normas para aplicación, a nivel nacional, al diseño y construcción de aeropuertos. Estas normas hacen posible la compatibilidad de aeropuertos locales con otros y con el sistema nacional de aeropuertos. Aun cuando las normas son ampliamente aceptadas, su uso por algunas comunidades no es obligatorio si no se utilizaron fondos federales en la construcción de esos aeropuertos. Además, los reglamentos permiten pequeñas desviaciones en latitud con respecto a las estándar, cuando se justifique.

En la tabla 18.2 se resumen características físicas establecidas por las normas nacionales para aeropuertos en EU. Éstas son las necesidades mínimas que la FAA considera aceptables para una operación segura. Se pueden utilizar como guía de diseño en la selección de características físicas de un aeropuerto para dar espacio a naves antes que utilicen sus instalaciones. En las oficinas de distrito de la FAA hay información sobre la forma de obtener las normas.

18.4 Planeación de aeropuertos

En Estados Unidos todo el trabajo en los aeropuertos deben coordinarse escrupulosamente con la Federal Aviation Administration (FAA), y recibir permiso de espacio aéreo, para asegurar su compatibilidad con el sistema total aeroportuario y aeroespacial. El Airport Improvement Program (AIP), administrado por la FAA, puede proporcionar fondos para una parte importante del desarrollo de zonas de aterrizaje. La FAA mantiene normas aeroportuarias nacionales; ofrece asesoramiento en lo que concierne a la planificación, diseño y construcción de aeropuertos; mantiene un plan nacional de sistemas aeroportuarios; certifica la operación de aeropuertos y dirige un programa para el cumplimiento de normas y requisitos. La FAA funciona por medio de oficinas distritales,

TABLA 18.1 Características operacionales de aviones para el sistema de codificación de referencia de aeropuerto FAA

Categoría de aproximación (velocidad, nudos)	Grupo de diseño de avión (envergadura, ft)					
	I Menos de 49	II 49 a 78	III 79 a 117	IV 118 a 170	V 171 a 213	VI 214 a 261
A (menos de 90)	A-I*	A-II*,†	A-III†	A-IV†		
B (91 a 120)	B-I*,†	B-II*,†	B-III†	B-IV†,‡		
C (121 a 140)	C-I†	C-II*,†	C-III†	C-IV†,‡	C-V‡	C-VI‡
D (141 a 165)	D-I†	D-II†	D-III†,‡	D-IV†,‡	D-V‡	
E (166 o más)		E-II†	E-III†,‡			

* Aviones pequeños (12 500 lb o menos de peso máximo al despegue). Ejemplos:

A-I: Cessna 177 Cardinal
B-I: Beech 100 KingAir
A-II: DHC-6 TwinOtter
B-II: Beech 200 Super King Air
C-II: Rockwell 980

† Aviones grandes (más de 12 500 lb de peso máximo al despegue). Ejemplos:

A-II: Dassault 941
B-I: Mitsubishi 300 Diamond
B-II: Cessna III Citation
C-I: Gates 55 Learjet
C-II: Gruman III Gulfstream
D-I: Gates 36A Learjet
D-II: Gruman IV Gulfstream
E-II: Lockheed SR-71 Blackbird
A-III: DHC-8 Dash8-300
B-III: BAe 146
C-III: Boeing 737 500
D-III: BAC III 500
A-IV: Lockheed 1649 Constellation
B-IV: MDC DC-7
C-IV: Boeing 757
D-IV: Boeing 707-200

‡ Aviones pesados (peso de 300 000 lb o más al despegue). Ejemplos:

B-IV: Ilyushin I1-76
C-IV: Airbus A-300-B4
C-V: Boeing 747-SP
C-VI: Lockheed C-5B Galaxy
D-III: BAC\Aerospatiale Concord
D-IV: Boeing 777
D-V: Boeing 747-400
E-III: Tupoleu TU-144

TABLA 18.2 Normas de la Federal Aviation Administration para diseño de aeropuerto[a]

Concepto		Aeropuertos que sirven a naves que se aproximan Categorías[b] A y B					Aeropuertos que sirven a naves que se aproximan Categorías[b] C y D					
		Grupo de diseño de avión[c]					Grupo de diseño de avión[c]					
		I[d] ft	I ft	II ft	III ft	IV ft	I ft	II ft	III ft	IV ft	V ft	VI ft
Longitud, ft:												
Pista[e]		2800	3200	4370	5360	6370	5490	6370	7290	9580	10 700	12 000
Zona de seguridad de pista	PR[f]	600	600	600	800	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
(rebasa extremo de pista)	NP, V[g]	240	240	300	600	1000						
Zona sin obstáculos de pista	PR	300	500	600	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
(rebasa extremo de pista)	NP, V	1000	1000	1000	1000	1000						
Ancho, ft:												
Pista	PR	75	100	100	100	150	100	100	100	150	150	200
	NP,V	60	60	75	100	150						
Zona de seguridad de pista	PR	300	300	300	400	500	500	500	500	500	500	500
	NP,V	120	120	150	300	500						
Zona sin obstáculos de pista	PR	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
	NP,V	250	400	500	800	800						
Pista de rodaje		25	25	35	50	75	25	35	50	75	75	100
Zona de seguridad de pista de rodaje		49	49	79	118	171	49	79	118	171	214	262
Zona sin obstáculos de pista de rodaje		89	89	131	186	259	89	131	186	259	320	386
Zona sin obstáculos de carril de rodaje		79	79	115	162	225	79	115	162	225	276	334
Distancia mínima entre:												
Líneas de centro de pistas	PR	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500	2500
paralelas[h]	V	700	700	700	700	700	700	700	700	700	1200	1200
Líneas de centro de pista y línea	PR	200	250	300	350	400	400	400	400	400	500	600
de centro de pista de carreteo	NP, V	150	225	240	300	400	300	300	400	400	500	600
Líneas de centro de pista y zona	PR	400	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
de estacionamiento de aviones	NP, V	125	200	250	400	50	400	400	500	500	500	500
Línea de centro de pista de rodaje y plataforma de estacionamiento de aviones		45	45	66	93	130	45	66	93	130	160	193
Línea de centro de pistas paralelas de rodaje		69	69	105	152	215	69	105	152	215	267	324
Línea de centro de pista	PR	875	875	875	875	875	875	875	875	875	875	875
a línea u obstrucción de edificio[i]	NP,V	600	600	600	600	600	713	713	713	713	713	713
Línea de centro de pista a obstrucción		45	45	66	93	130	45	66	93	130	160	193
Pendientes máximas de pista, %[j]:												
Longitudinal		2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Transversal[k]		2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

[a] "Airport Design," FAA Advisory Circular 150/5300-13.

[b] Categorías de aproximación de aviones, descritas en la sección 18.3.

[c] Grupo de diseño de avión, como se describe en la sección 18.3.

[d] Representa aeropuertos que prestan servicio sólo a aviones pequeños (un avión de 12 500 lb o menos de peso máximo certificado al despegue).

[e] Las longitudes de pista suponen una altitud de aeropuerto de 1000 ft sobre el nivel medio del mar (MSL) y una temperatura máxima diaria media de 85°F en el mes más caliente. Las longitudes reales de pista deben estar basadas en el avión seleccionado de diseño ajustadas para las condiciones locales de altitud, temperatura y gradiente de pista. Las longitudes mostradas son representativas de una pista que puede contener aviones seleccionados que se encuentran en el código de referencia de aeropuerto (ARC) indicado. La longitud de pista para aviones de más de 60 000 lb se determina con base en la cantidad de combustible necesario para volar cierta distancia o longitud de arrastre, y puede ser necesario aumentarse desde la determinada antes.

[f] Los valores son para pistas que prestan servicio a sistemas de precisión de aproximación por instrumentos (PR).

[g] Los valores son para pistas que prestan servicio a aproximaciones visuales (V) o aproximaciones no de precisión por instrumentos (NP).

TABLA 18.2 Normas de la Federal Aviation Administration para diseño de aeropuerto[a] (*continuación*)

[h] Las aproximaciones dobles simultáneas de precisión por instrumentos requieren normalmente una separación de líneas de centro de pistas de 4300 ft. Se puede utilizar una distancia mínima de 3400 ft si se utiliza equipo especial de radar y monitoreo. Las operaciones simultáneas de reglas de vuelo por instrumentos (IFR) a pistas paralelas no están autorizadas para procedimientos de aproximación no de precisión por instrumentos. Los procedimientos de aproximación simultánea de precisión por instrumentos, que prestan servicio a pistas paralelas separadas 2500 ft, requieren aproximaciones y salidas controladas por radar. Consultar con la FAA.

[i] Los números representan la línea de restricción de un edificio (BRL) que abarca las zonas de protección de pista y zona libre de obstáculos de pista. La BRL debe abarcar también la zona de visibilidad de pista, zonas críticas NAVAID, zonas requeridas por procedimientos de terminal por instrumentos, y línea de vista despejada de torre de control de tráfico de aeropuerto.

[j] Las pendientes de pista de carreteo deben conservarse a las mismas pendientes máximas que las de aterrizaje.

[k] La pendiente que se muestra es para pavimento. Para mejorar escurrimientos, las pendientes de acotamientos deben aumentarse a 5.0% para una distancia de 10 ft desde el borde del pavimento, luego continuar al 5% máximo para categorías A y B de aproximación y 3% para categorías C y D de aproximación.

localizadas convenientemente. Debe efectuarse el enlace con la oficina de la FAA apropiada para asegurar que se cumple con todas las políticas y procedimientos de la FAA.

18.4.1 Planes maestros de aeropuertos

En caso que no se haya efectuado un estudio completo de plan maestro para un aeropuerto existente o futuro, este estudio puede preceder la planeación de una mejora de dicho aeropuerto. Si se ha seguido un estudio de plan maestro, puede usarse como base de planes ulteriores, o bien, puede reconsiderarse. El plan maestro presenta la concepción del planificador del desarrollo final de un aeropuerto específico, junto con los aspectos de prioridad, estimación de costos y plan financiero. El plan maestro debe evaluarse periódicamente para conservar su validez.

Para tener derecho a recibir fondos federales, un aeropuerto debe estar incluido en el National Plan of Integrated Airport Systems (NPIAS), que se describe en la subsección 18.4.2; también debe tener un plano de distribución de aeropuerto (ALP) aprobado por la FAA, que es un dibujo a escala del terreno e instalaciones existentes y propuestas necesarias para las operaciones y futuro desarrollo del aeropuerto. Todas las construcciones del aeropuerto realizadas con asistencia financiera federal deben hacerse de acuerdo con el ALP aprobado por la FAA. En la medida que sea práctico, este plano debe ajustarse a las normas de diseño de aeropuertos de la FAA existentes en el momento de su aprobación. Véanse también la sección 18.3 y la subsección 18.4.3.

18.4.2 Plan nacional de sistemas integrados de aereopuertos (NPIAS)

Por medio de una constante investigación, la Federal Aviation Administration, Department of Transportation, ha desarrollado criterios para determinar el potencial aeronáutico de una comunidad y trasladar dicho potencial a requisitos aeroportuarios. Las necesidades aeroportuarias de una comunidad están resumidas en el NPIAS, publicado por la FAA. Para aeropuertos existentes y futuros, el plan muestra el tipo de actividad previsible y las instalaciones necesarias para atenderla. Un breve texto explica los elementos del desarrollo que se recomienda.

En el pasado, las comunidades que debían contar con servicio de pasajeros eran certificadas por la Civil Aeronautics Board (CAB), pero la Airline Deregulation Act de 1978 pidió la desaparición de la CAB para fines del año 1984. Durante los años finales de la CAB y como consecuencia de su desaparición, se permitió que las líneas aéreas cambiaran rutas sin aprobación del gobierno y como consecuencia abandonaron muchas rutas no redituables. Con el fin de la CAB, las pocas funciones esenciales restantes realizadas por la CAB fueron transferidas al Department of Transportation (DOT). Este organismo fiscaliza las disposiciones de la Deregulation Act "Essential Air Service" que autoriza el servicio aéreo subsidiado de pasajeros para algunas pequeñas comunidades. La tendencia histórica del número de pasajeros que abordan un avión, en relación con otros factores, puede indicar el potencial de transporte aéreo de una comunidad.

El número de aviones que tienen su base en un aeropuerto es una indicación del potencial general de aviación. En aeropuertos comerciales, las necesi-

dades de instalaciones para prestar servicio en operaciones regulares son mayores que en los aeropuertos de aviación general. En consecuencia, las necesidades generales de esta última se satisfacen en aeropuertos que se han desarrollado para atender actividad regular. Por lo tanto, las necesidades de la aviación general se vuelven un factor determinante sólo en los aeropuertos que no están construidos para atender servicio aéreo regular.

En 1982, la FAA cambió el método para clasificar aeropuertos; ahora hace una lista de éstos en cuatro principales categorías, que identifican la amplia misión funcional de cada aeropuerto en la NPIAS al relacionar la misión al nivel de servicio, incluyendo servicio comercial (primario y auxiliar) y aeropuertos para aviación general (tabla 18.3).

18.4.3 Plano de distribución de un aeropuerto

Cada aeropuerto debe tener un plano de distribución que muestre el desarrollo final, aun cuando la construcción se haga en etapas. Este plano es conveniente para asegurar un desarrollo ordenado y un aeropuerto funcional y económico. Todos los elementos principales deben estar previstos.

El plano de distribución de un aeropuerto es el elemento básico del plan maestro del aeropuerto y muestra todas las instalaciones existentes y las propuestas, límites de propiedad, topografía, servicios públicos, superficies de aproximación y zonas despejadas, así como la distribución final y definitiva de pistas y rodajes. Este plano definitivo proporcionará una base para adquirir suficiente terreno y determinar la planificación necesaria para proteger las futuras aproximaciones. El plan debe ser lo suficientemente flexible para permitir modificaciones entre las etapas de construcción para satisfacer las cambiantes demandas del transporte aéreo.

18.4.4 Planos de construcción de un aeropuerto

Los planos de construcción de un aeropuerto deben incluir un plano de localización, un plano de distribución, un plano de protección y división del aeropuerto, un plano de marcas de seguridad; datos sobre perforaciones y exploración de suelos; plano de nivelación y drenaje; perfiles de pistas de aterrizaje y carreteo, planos y perfiles de accesos; perfiles de tuberías de drenaje, secciones transversales de

TABLA 18.3 Sistema nacional de clasificación de aeropuertos; niveles de actividad aeronáutica para el sistema de papel funcional de clasificación de aeropuerto*

Categoría NPIAS† de aeropuerto	Descripción de clasificación
Servicio comercial	Servicio regular anual de pasajeros
Primario	Porcentaje de viajes totales en Estados Unidos
Gran centro (L)	1% o más
Centro medio (M)	0.25-1.00%
Centro pequeño (S)	0.05-0.25%
No es centro (N)	0.01-0.05%
Otro	2500 o más pero menos de 0.01%
Auxiliar‡	Debe tener por lo menos:
	50 aviones de base, o
	25 000 operaciones anuales de viajes, o
	35 000 operaciones anuales locales
Aviación general	Todos los otros aeropuertos civiles

*Establecido por la Federal Aviation Administration
†Plan nacional de sistemas integrados de aeropuertos
‡Destinados a reducir la aglomeración en grandes aeropuertos de servicio comercial al proporcionar pilotos de aviación general con zonas alternas de aterrizaje y dar más acceso de aviación general a toda la comunidad.

pavimentos, estructuras de drenaje; plano de alumbrado y conducciones eléctricas; plano de las zonas con pasto y un resumen de las cantidades de obra construida. También se necesitan planos de construcción de terminal y estacionamiento, así como para la construcción del edificio terminal.

18.4.5 Planificación aeroportuaria

En la planeación de cualquier aeropuerto, es importante que todas las obstrucciones existentes a la navegación aérea sean despejadas, o bien, señaladas e iluminadas, y se eviten obstrucciones futuras. Si es legalmente posible, debe adoptarse una adecuada planificación aeroportuaria con base legal, para evitar el establecimiento de obstrucciones a la navegación aérea. En el ideal, la planificación se realizará concurrentemente con el plano de distribución aeroportuario. Si puede instituirse una planificación completa, pueden incorporarse también restricciones de altura y de uso del suelo.

18.4.6 Impacto ambiental

La construcción de un aeropuerto está sujeta a reglamentos estatales y federales que requieren una consideración cuidadosa en materia ambiental, ecológica y sociológica, para su planificación y construcción. Es probable que se requiera la elaboración de un informe de evaluación de impacto ambiental para la construcción del aeropuerto en lo referente a ubicación de éste, nuevas pistas, ampliaciones importantes de pistas, refuerzo de pistas si pudiese resultar en más ruido de aeronaves, efectos adversos en la capacidad de los caminos existentes, ciertas adquisiciones de terrenos, establecimiento o reubicación de un sistema de aterrizaje por instrumentos o un sistema de alumbrado de aproximación. Tal informe debe incluir, entre otras cosas, una descripción del proyecto y de su objeto, efectos en el ambiente natural y en el humano, alternativas para la construcción propuesta, efectos adversos inevitables, efectos a corto y a largo plazo, afectación de recursos no renovables y beneficios a largo plazo. El informe debe elaborarse cuidadosamente, en forma escrupulosa y completa, no tendenciosa, y clara, para que su revisión por muchos organismos públicos no se demore indebidamente.

18.5 Criterios de obstrucciones y libramientos para aproximaciones de aeropuertos

La Federal Aviation Administration ha establecido normas para determinar obstrucciones de aeropuertos, en la parte 77 de los Reglamentos Federales de Aviación. Estas normas establecen **superficies civiles imaginarias** (Fig. 18.1 y tabla 18.4). Los objetos que sobresalen de esas superficies se consideran obstrucciones y se deben quitar, señalar e iluminar, según la naturaleza de la obstrucción y la factibilidad de su remoción.

El **punto de referencia de un aeropuerto** es un punto localizado centralmente, que define la localización geográfica del aeropuerto. La **superficie primaria** corresponde a una **superficie de aterrizaje**; es una superficie centrada longitudinalmente sobre una pista que se extiende 200 ft más allá de cada extremo de la pista. La **superficie horizontal** es un plano horizontal a 150 ft arriba de la elevación establecida del aeropuerto (el punto más elevado de las superficies de aterrizaje). Está acotada por una **superficie cónica** que tiene un ancho de 4000 ft y se eleva con una pendiente de 20:1.

Las **superficies de aproximación** están longitudinalmente centradas en los ejes de pistas de aterrizaje, prolongadas hacia fuera desde la superficie primaria. Las dimensiones y las pendientes varían según la naturaleza de la pista de que se trate (tabla 18.4). A partir de los lados de las superficies de aproximación, se extienden las superficies de transición hacia afuera, en proporción 7:1, hasta que cortan las superficies horizontales o cónicas. La superficie de transición en cada extremo de una pista instrumental de precisión se extiende más allá de la superficie cónica en todo lo largo de la superficie de aproximación y tiene un ancho de 5000 ft.

Deben darse todos los pasos factibles para asegurar la protección adecuada de los aeropuertos respecto de obstrucciones por arriba de esas superficies imaginarias.

18.5.1 Zonas de protección de pistas

Estas zonas son terrenos cuya función es aumentar la protección de personas o de propiedades en tierra contra efectos de la operación de un aeropuerto. Las zonas de protección de pistas requieren la elimina-

ción de objetos y actividades que sean incompatibles con las operaciones aeroportuarias. También son zonas en las que está prohibido el uso del suelo para residencias y lugares de reunión pública, incluyendo iglesias, escuelas, hospitales, edificios de oficinas, centros comerciales y teatros.

Las zonas de protección de pistas se encuentran directamente bajo las porciones interiores de superficies de aproximación de pistas (Fig. 18.2 y tabla 18.5). Las configuraciones estándar de zonas de protección de pistas se apegan a las dimensiones interiores de superficies de aproximación. La longitud de una zona está en función del tipo de aeronaves y operaciones que han de ejecutarse en la pista (tabla 18.5).

Las autoridades aeroportuarias deben controlar suficiente propiedad en la zona de protección de pistas para contar con paso libre de aviones que aterricen o despeguen. Todas las obstrucciones deben eliminarse y prohibir la construcción de futuras obstrucciones. Aun cuando las zonas protegidas deben estar libres de obstáculos, no es necesaria la nivelación de esas zonas. Del mismo modo, si bien es deseable tener la propiedad de estas zonas, la

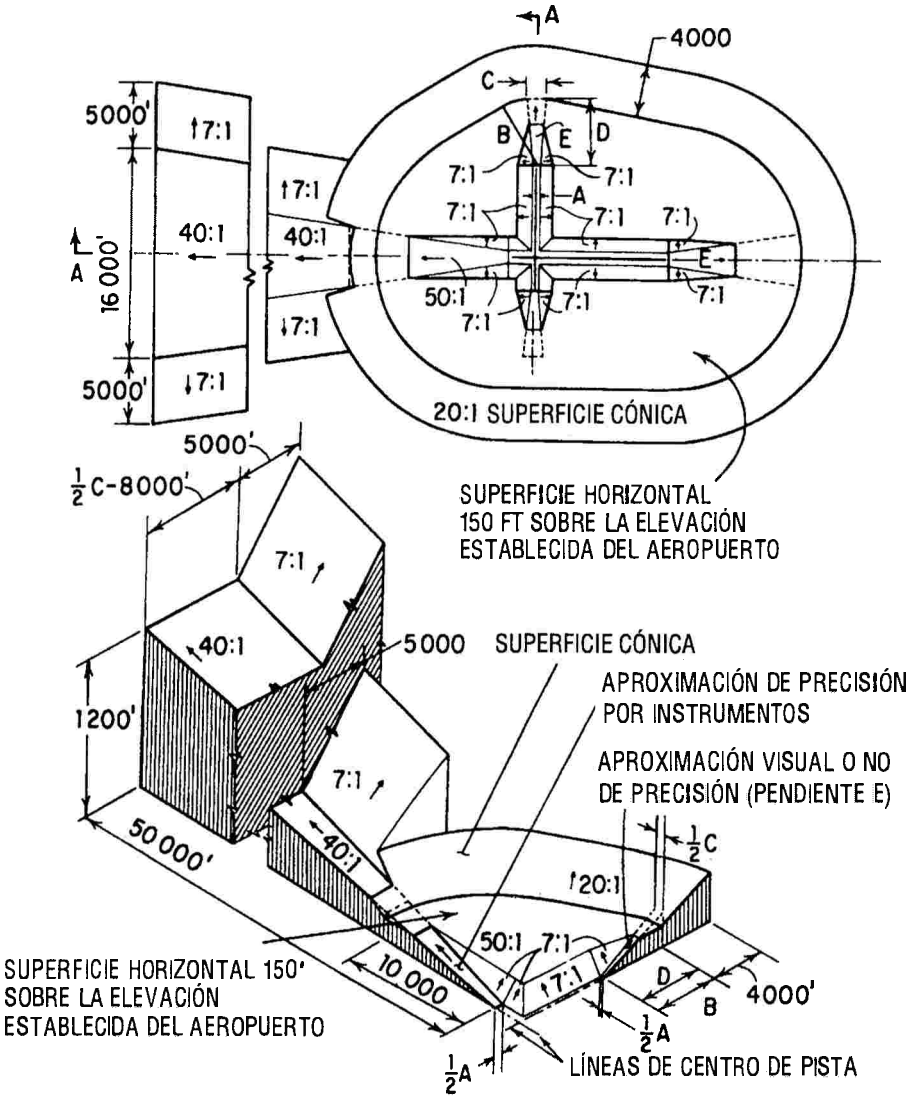


Figura 18.1 Superficies imaginarias de aeropuerto para determinar obstrucciones. (*Federal Aviation Administration.*)

planificación o la transición de paso dan la protección necesaria.

18.5.2 Libramiento de obstáculos

Para la prueba de zonas de aproximación en cuanto al libramiento de obstáculos, se necesita un mapa topográfico del sitio del aeropuerto y sus alrededores que abarque un radio por lo menos de 4 millas, contadas desde el perímetro del aeropuerto. Un método conveniente de prueba es elaborar una plantilla transparente que muestre la prolongación del eje de pista, los límites de la superficie de aproximación a la misma y líneas de contorno que representen elevaciones de la pendiente de la superficie de aproximación a la pista y la superficie de transición 7:1. Para una aproximación instrumental de pista, la plantilla transparente (Fig. 18.3) se ajusta al extremo de cada pista y los contornos de la superficie del terreno se comparan con los de la superficie de aproximación a la pista. Se anotan los lugares altos o las construcciones sobre el terreno que sobresalgan de la superficie de aproximación a la pista. La disposición de la pista se ajusta, si es necesario, para evitar los obstáculos, buscando un sacrificio mínimo de la cobertura de vientos.

De manera similar se examinan los espacios libres de la superficie horizontal a 150 ft arriba del

TABLA 18.4 Criterios para superficies imaginarias de aeropuerto para determinar obstrucciones*

		Estándares dimensionales, ft (ver Fig. 18.1)					
		Pista visual		Pista no de precisión por instrumentos			
					Pistas más grandes que las de servicio público		
Dimensión	Concepto	Pistas de servicio público‡	Pistas más grandes que las de servicio público	Pistas de servicio público	Mínimos de visibilidad mayores de ¾ de milla	Mínimos de visibilidad de sólo ¾ de milla	Pista de precisión por instrumentos
A	Ancho de superficie primaria y ancho de superficie de aproximación en extremo interior	250	500	500	500	1000	1000
B	Radio de superficie horizontal	5000	5000	5000	10 000	10 000	10 000
C	Ancho de superficie de aproximación en extremo	1250	1500	2000	3500	4000	16 000
D	Longitud de superficie de aproximación	5000	5000	5000	10000	10000	†
E	Pendiente de aproximación	20:1	20:1	20:1	34:1	34:1	†

*Federal Aviation Administration.
†La pendiente de aproximación de precisión por instrumentos es 50:1 para 10 000 ft interiores y 40:1 para otros 40 000 ft.
‡Pistas que se espera sirvan a aviones de hélice con peso máximo certificado de despegue de 12 500 lb o menos.

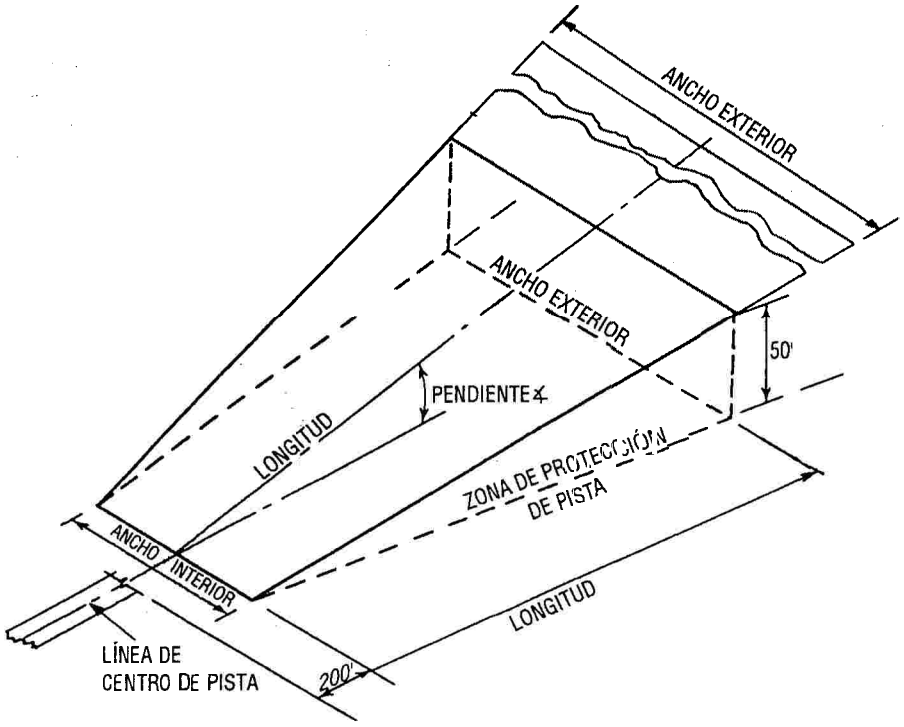


Figura 18.2 Zonas de protección y superficies de aproximación de pista. (*Federal Aviation Administration.*)

aeropuerto. Todas las obstrucciones por arriba de la superficie horizontal se ponen en gráficas. Deben tomarse medidas para remover todas las obstrucciones que sea posible y señalar e iluminar las que no sea posible quitar.

Deben elaborarse planos detallados de áreas críticas en zonas de aproximación. Los planos deben mostrar la altura de árboles, postes, edificios, etc., que queden cerca de la superficie de aproximación a la pista. Luego deben adoptarse medidas para obtener el control de esas áreas por medio de concesión o compra, de modo que puedan eliminarse las obstrucciones. Los espacios libres para vías férreas y autopistas se muestran en la figura 18.4.

18.6 Selección del lugar para un aeropuerto

Antes de investigar con detalle posibles ubicaciones para un aeropuerto, el ingeniero debe reunir datos básicos. Éstos incluyen mapas topográficos de exploración geológica (U. S. Geological Survey), fotografías aéreas en pares estereoscópicos para estudiar relieves y cultivos, mapas y análisis disponibles de suelos y planes generales de desarrollo para el área. Se deben obtener datos del viento y del clima de las fuentes más seguras posibles. Es conveniente obtener información meteorológica completa de un periodo por lo menos de diez años.

El ingeniero debe establecer enlace con los representantes adecuados de la Federal Aviation Administration, de la agencia estatal de aviación, de grupos locales y regionales de planeación y de intereses en general que vayan a utilizar el aeropuerto. Finalmente, debe haber evaluaciones, proyectos y estudios para elaborar pronósticos de los volúmenes y tipos de actividad y establecer el tamaño general, carácter y objetivo del aeropuerto. Con tal información, puede hacerse un reconocimiento del lugar e identificar los sitios más apropiados para estudios ulteriores.

18.6.1 Características físicas del lugar

La selección de la ubicación de un aeropuerto está influida por ciertos factores físicos que pueden afec-

tar la utilidad de un aeropuerto y la economía de su desarrollo.

El lugar adecuado debe contar con superficie suficiente para dar cabida a un aeropuerto del tipo requerido y orientado por los vientos dominantes. El área está determinada por la longitud y configuración de la pista y por las necesidades del área de la terminal. Un aeropuerto pequeño puede construirse en un terreno de 50 a 100 acres. Un gran aeropuerto internacional puede cubrir de 15 000 a 40 000 acres.

Debe garantizarse la posibilidad de expansión seleccionando un sitio que no esté restringido por propiedades construidas, patios de ferrocarril, montañas, ríos, puertos u otros elementos que impidan la ampliación, a no ser con un costo excesivo. Aun cuando en la adquisición inicial debe incluirse todo el terreno necesario para el desarrollo completo, debe haber amplios terrenos disponibles adyacentes al sitio del aeropuerto. Estas tierras deben protegerse por planificación, para evitar el creci-

TABLA 18.5 Dimensiones de espacio libre para aproximaciones de aeropuerto

Equipos que se espera servir	Extremo de pista		(*a*) Dimensiones de superficie de aproximación				Dimensiones de zona de protección de pista (RPZ) para extremo de aproximación			
	Extremo de aproximación	Extremo opuesto	Longitud, ft	Ancho interior, ft	Ancho exterior, ft	Pendiente, carrera/elev.	Longitud, ft	Ancho interior, ft	Ancho exterior, ft	RPZ, acres
Sólo aviones pequeños	V	V	5000	250	1250	20:1	1000	250	450	8.035
		NP	5000	500	1250	20:1	1000	500	650	13.200
		NP¾	5000	1000	1250	20:1	1000	1000	1050	23.542
		P								
	NP	V	5000	500	2000	20:1	1000	500	800	14.922
		NP								
		NP¾	5000	1000	2000	20:1	1000	1000	1200	25.252
		P								
Aviones grandes	V	V	5000	500	1500	20:1	1000	500	700	13.770
		NP								
		NP¾	5000	1000	1500	20:1	1000	1000	1100	24.105
		P								
	NP	V	10000	500	3500	34:1	1700	500	1010	29.465
		NP								
		NP¾	10000	1000	3500	34:1	1700	1000	1425	47.320
		P								
Todos los aviones	NP¾	V	10000	1000	4000	34:1	1700	1000	1510	48.978
		NP								
		NP¾								
		P								
	P	V	10000	1000	4000	50:1	2500	1000	1750	78.914
		NP	más							
		NP¾	40000	4000	16 000	40:1				
		P								

Avión pequeño: aviones de 12 500 lb o menos de peso máximo certificado al despegue
Avión grande: aviones de más de 12 500 lb de peso máximo certificado al despegue
V, aproximación visual
NP, aproximación no de precisión por instrumentos con mínimo de visibilidad de más de ¾ de milla terrestre
NP ¾, aproximación no de precisión por instrumentos con mínimo de visibilidad de sólo ¾ de milla terrestre
P, aproximación de precisión por instrumentos

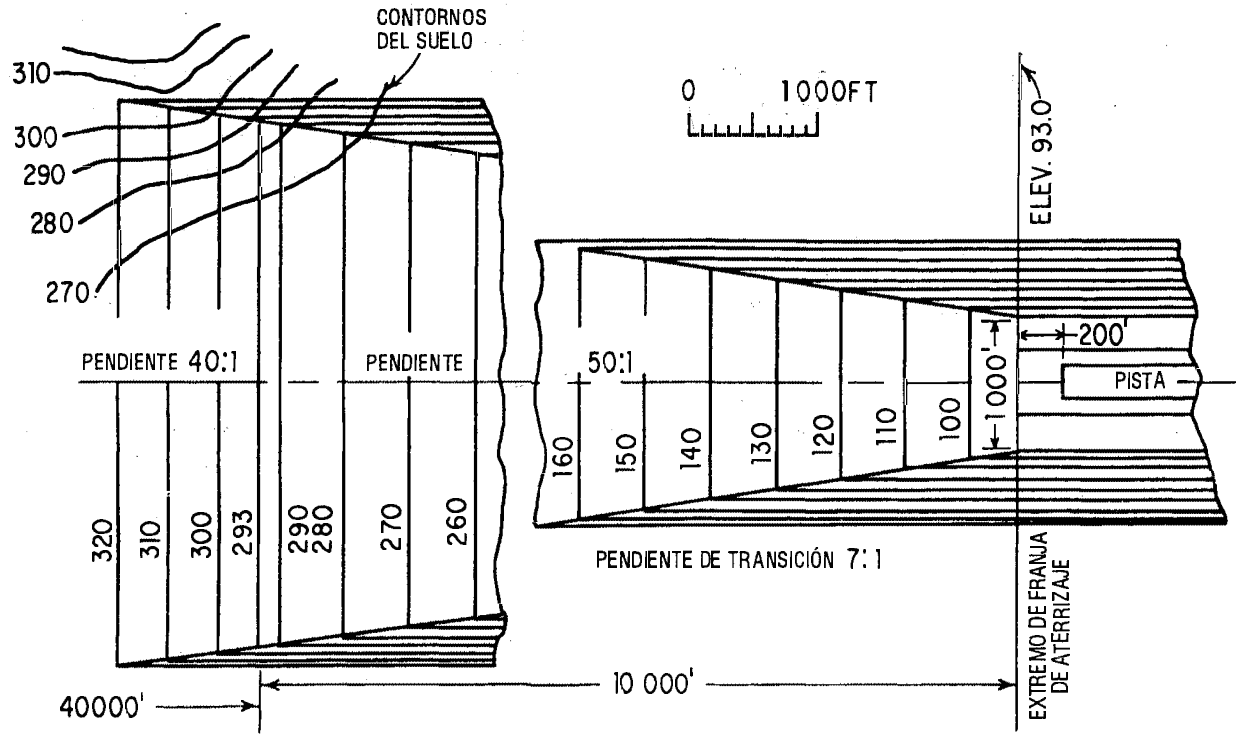


Figura 18.3 Plantilla para comprobar espacio libre de zona de aproximación para pistas por instrumentos. Se pueden trazar plantillas semejantes para pistas de vuelo no por instrumentos.

miento incontrolado industrial o residencial que impida el crecimiento de las pistas o de la terminal.

Los terrenos deben ser relativamente planos para evitar los costos excesivos de nivelación. Los terrenos elevados son preferibles a los bajos, porque normalmente están libres de obstáculos en las zonas de aproximación, menos sujetos a neblinas y vientos erráticos y son más fáciles de drenar.

Los suelos deben estudiarse y evaluarse por su efecto en la nivelación, drenaje y pavimentos. La naturaleza del suelo influye en el costo de construcción. En el ideal, el sitio debe ser terreno despejado que pueda drenarse fácilmente y tener suelo de grava y arena que ofrezca una cimentación satisfactoria para el pavimento de pistas sin subbases excesivamente gruesas ni costosos sistemas de drenaje.

Deben investigarse las características de drenaje del lugar para diagnosticar la posibilidad de inundaciones y la existencia de altos mantos freáticos; el más conveniente es el drenaje natural. Debe también evaluarse la capacidad para desalojar el agua de lluvias.

La aproximación aérea al aeropuerto propuesto debe estar libre de obstáculos, como montañas, colinas, edificios altos, líneas de transmisión, torres y chimeneas.

(A. T. Walls *Airport Planning and Management*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

18.6.2 Características generales del lugar

Además de las características físicas de un terreno para aeropuerto, existen factores generales que deben considerarse.

La **accesibilidad** a la comunidad es esencial para preservar la ventaja de la rapidez del transporte aéreo. En general, la accesibilidad se mide en tiempo y no en distancia. Los lugares cercanos a las modernas autopistas son preferibles, y deben evitarse los limitados por calles congestionadas. Por otro lado, el lugar no debe estar tan alejado de una comunidad como para que se requiera tiempo excesivo de transporte.

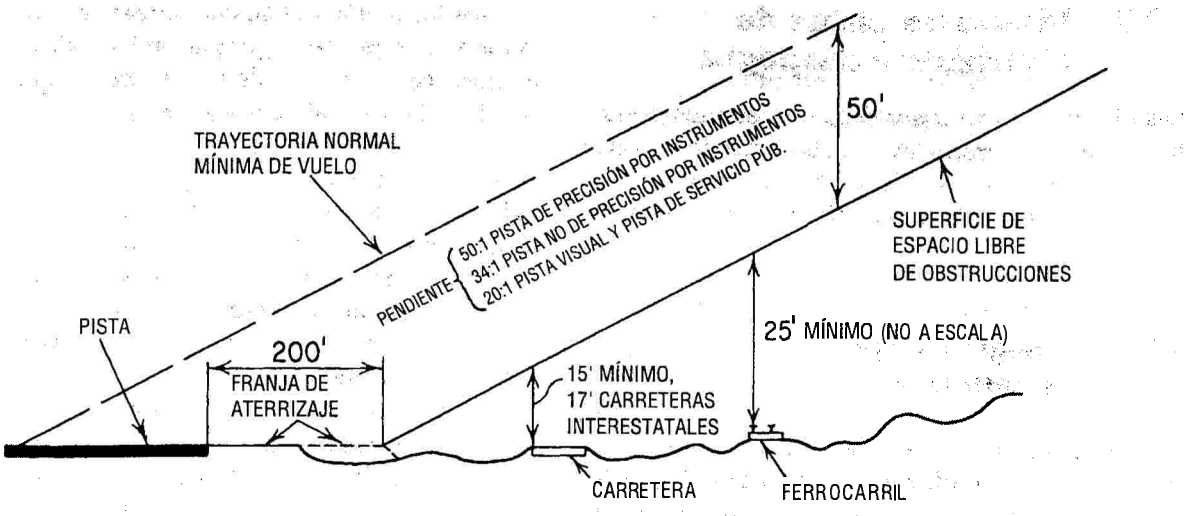


Figura 18.4 El perfil vertical a lo largo de la línea de centro de pista prolongada muestra espacio libre mínimo requerido por la Federal Aviation Administration sobre carreteras y ferrocarriles.

La **disponibilidad e instalaciones de servicio públicos**, como energía eléctrica, gas, teléfono, agua, drenaje y transporte público es un factor importante que debe investigarse. Si no existen tales instalaciones, debe considerarse el costo para proporcionarlas.

El **control** del lugar y sus alrededores por medio de planificación de la zona debe investigarse para asegurar la protección de las aproximaciones aéreas y la posibilidad de expansión. Si el aeropuerto se localiza fuera de la comunidad a la que presta servicio, deben determinarse los medios para garantizar el control apropiado.

La **compatibilidad** con la planeación local y regional es una característica importante. Debe explotarse de tal modo que tanto el aeropuerto como la región puedan desarrollarse sin interferencias. El efecto sobre el valor de los terrenos y la tasa de tributación de impuestos pueden ser adversos o benéficos, según la naturaleza del sitio. Si el aeropuerto se localiza cerca de zonas residenciales, el valor de esas propiedades puede resultar afectado debido a la naturaleza comercial de algunos tipos de aeropuertos; si se localiza en una zona subdesarrollada, el aeropuerto puede hacer subir el valor de los terrenos adyacentes como zona industrial o algún otro uso relacionado con el aeropuerto. Debe evaluarse el posible efecto del ruido de las aeronaves.

El **espaciamiento** de los aeropuertos es importante, puesto que éstos no deben ubicarse de manera que interfieran las normas de tráfico aéreo. Es necesario la aprobación de la Federal Aviation Administration para asegurar la compatibilidad del espacio aeroportuario. Esta aprobación se debe obtener antes de que se haga un compromiso final para un terreno específico para un aeropuerto.

18.6.3 Evaluación del lugar

Una vez realizada la identificación de los sitios más adecuados en una región, el ingeniero debe revisarlos basándose en sus características físicas y generales. No es probable que alguno posea todas las características deseables. Por tanto, es necesario evaluar las características buenas y malas de cada lugar para hacer la mejor selección.

Deben probarse preliminarmente diversos modelos de pistas, verificarse las aproximaciones, evaluarse los bienes raíces y analizarse los costos de construcción. Los sitios más prometedores pueden evaluarse en el campo y obtenerse datos específicos sobre el suelo y topografía. Antes de efectuar la selección final, el ingeniero debe asegurarse que el mejor terreno sea autorizado por una autoridad federal, como la Federal Aviation Administration en EU; que puede ponerse en práctica un plan maestro para ese lugar y que ofrece compatibilidad máxima con la planificación de la región.

18.7 Diseño de pistas de aterrizaje y despegue

Las pistas de aterrizaje y despegue son los puntos focales de un aeropuerto; deben tener longitud y ancho adecuados para dar acomodo a las aeronaves a las que haya de dar servicio. (Véase también la tabla 18.2.)

18.7.1 Longitud de pistas de aterrizaje y despegue

Para determinar la necesaria longitud de una pista para la ubicación dada de un aeropuerto, el ingeniero debe tener en cuenta las operaciones de despegue y aterrizaje de las naves en condiciones muy críticas que se espera hagan uso regular del aeropuerto. El rendimiento de aviones disminuye con un aumento en la distancia por volar desde el aeropuerto, elevación del aeropuerto, gradiente de la pista y temperatura del aire. La longitud escogida de pista debe revisarse y evaluarse perfectamente.

Periódicamente, la Federal Aviation Administration (FAA) publica circulares de asesoramiento con información sobre el rendimiento de aviones, que complementan sus datos de ingeniería. La longitud segura de pista para aviones de transporte está basada en las *Federal Aviation Regulations* (Part 25), que especifican tres requisitos para transportes aéreos civiles, cada uno de los cuales debe satisfacerse:

1. Las longitudes de pistas deben ser suficientes para que los aviones aceleren hasta alcanzar la velocidad de despegue y luego, en caso de falla de un motor crítico, frenen y se detengan dentro de los límites de la pista (o franja útil de aterrizaje).
2. Si ocurre la falla de un motor crítico en el momento del despegue, los aviones deben tener capacidad para despegar con uno o más motores en funcionamiento. Los aviones con motores de pistones deben tener capacidad para librar el extremo de la pista a una elevación de 50 ft y, los de turbina, a una elevación de 35 ft.
3. En el aterrizaje, los aviones deben librar el extremo de aproximación de la pista en 50 ft, tomar tierra y detenerse dentro del 60% de la longitud disponible de la pista.

La información publicada sobre requisitos de pistas de aterrizaje y despegue para aviones de transporte suele contener lo anterior, de modo que no se requiere de más cálculos excepto para la gradiente efectiva (Subsección 18.7.2).

Los requisitos normales para el aterrizaje de aviones a chorro establecen longitudes de pista que son válidas sólo para condiciones normales de vuelo por instrumentos. Para que aterricen aviones a chorro en condiciones mínimas de clima, las pistas deben contar con una longitud de aterrizaje mayor que la normalmente requerida. En general, la mayor necesidad todavía será menor que la longitud de despegue requerida.

Las necesidades de longitud de pista están establecidas para operaciones por instrumentos para alcances visuales de pista (RVR, *runwau visual ranges*), de 2400 ft a 1200 ft, que es el equivalente de un techo de 100 ft y 0.25 millas de visibilidad. Con ayudas visuales y electrónicas de mayor integridad para aterrizaje, los mínimos de condiciones meteorológicas se pueden reducir. Las operaciones para todo tiempo son la meta final. La longitud corregida de aterrizaje debe comprobarse contra la longitud requerida de despegue, para asegurarse que se cuenta con una longitud adecuada si se pueden pronosticar operaciones de RVR más bajas.

Las necesidades futuras para una nueva pista en un aeropuerto existente, o la necesidad de todo un aeropuerto nuevo, deben determinarse sólo después de un profundo estudio y revisión de los requisitos para satisfacer la demanda anticipada. El proceso de estudio debe tomar en cuenta todos los factores que afecten el completo uso de una pista para el avión de diseño. Estos factores son la longitud, ancho y zonas especialmente diseñadas libres de obstáculos para obtener un sistema interconectado de espacio aéreo y superficies en tierra para el seguro aterrizaje y despegue de aviones. Para el control de zonas fuera del aeropuerto y que éstas no afecten el espacio aéreo o las superficies de aproximación, los propietarios de un aeropuerto deben tener autoridad para prohibir obstrucciones potenciales y usos incompatibles del suelo. La intención de la planificación de un aeropuerto, en este sentido, es llevar al máximo la utilización y retención de zonas pavimentadas en aeropuertos. Sin una adecuada planificación, las pistas están sujetas a invasiones por parte de obstrucciones o usos incompatibles del suelo que pueden restringir o impedir el uso futuro de pistas de aterrizaje.

Para satisfacer los requisitos de libramiento de obstáculos para aproximaciones a pistas existentes, cuando no sea posible el control de invasiones, el umbral para una pista afectada puede ser desplazado o reubicado si se determina que ésta es la única alternativa práctica. Un **umbral desplazado** reduce la longitud de pista disponible para aterrizajes. La porción de la pista tras un umbral desplazado está disponible para despegues en cualquier dirección y para aterrizajes desde la dirección opuesta. Un **umbral reubicado** es diferente en cuanto a que la pista no está disponible para aterrizajes o despegues en ese extremo de la pista.

Otra forma de aumentar la utilización de una pista en aeropuertos restringidos es utilizar *distancias declaradas*. Éstas constituyen un procedimiento alternativo de diseño en el que las distancias están especificadas para satisfacer requisitos para carrera de despegue de aviones, distancia de despegue, distancia de acelerar y parar, y distancia de aterrizaje. La aplicación de distancias declaradas en un lugar especificado requiere previa autorización de la FAA, que se concede en el estudio de caso por caso. La aprobación debe reflejarse en el plano de diseño de aeropuerto aprobado por la FAA.

18.7.2 Pendientes de pistas

El funcionamiento de aeronaves está influido por la pendiente de las pistas. Las pendientes ascendentes aumentan la potencia necesaria para el despegue; las distancias de frenado aumentan, en cambio, cuando la pendiente es hacia abajo. No sólo es de interés la pendiente en cualquier punto de la pista, sino también la pendiente efectiva de la pista en general. Otros factores afectados por la pendiente son la visibilidad y las pendientes transversales en lugares a nivel.

Las **pendientes longitudinales** para aeropuertos que prestan servicio a aviones de las categorías C y D de aproximación no deben exceder del 1.50% en cualquier punto del perfil de la pista, pero puede permitirse un máximo del 2% en aeropuertos de servicio para aeronaves de las categorías A y B (tabla 18.2).

La longitud de pista determinada para el avión en condiciones críticas a la elevación y temperatura media del aeropuerto se incrementa a razón del 20% por cada 1% de pendiente efectiva.

Deben evitarse los cambios de pendiente longitudinales; si son necesarios los cambios, éstos deben estar de acuerdo con la tabla 18.6, que muestra los máximos cambios de pendiente y la longitud mínima de las curvas verticales.

Son necesarias las visibilidades mínimas de pista para permitir la operación visual segura de aviones. En aeropuertos no controlados, los cambios de pendiente de pista deben ser tales, que debe haber una visibilidad no obstruida desde cualquier punto a 5 ft sobre el eje de la pista a cualquier otro punto

TABLA 18.6 Datos de curva vertical y cambios máximos de pendiente para pistas

	Pistas para aviones de categorías A y B	Pistas para aviones de categorías C y D
Gradiente máximo en extremos de pista, como pendiente x o pendiente z (Fig. 18.5)	0 a 2.0%	0 a 0.8%, primero y último cuarto de longitud de pista
Gradiente máximo en porción media de pista, como pendiente y (Fig. 18.5)	0 a 2.0%	0 a 1.5%
Cambio máximo de pendiente, tal como A o B (Fig. 18.5)	2.0%	1.5%
Longitud mínima de curva vertical L_1 o L_2 (Fig. 18.5) por cada 1.0% de cambio de pendiente	300 ft*	1000 ft
Distancia mínima entre puntos de intersección para curvas verticales, D (Fig. 18.5)	$250(A + B)$ ft†	1000 (A + B) ft †

*Las curvas verticales no se necesitan en aeropuertos de servicio público para cambios de pendiente menores a 0.4%.
†A% y B% son cambios sucesivos en pendiente.

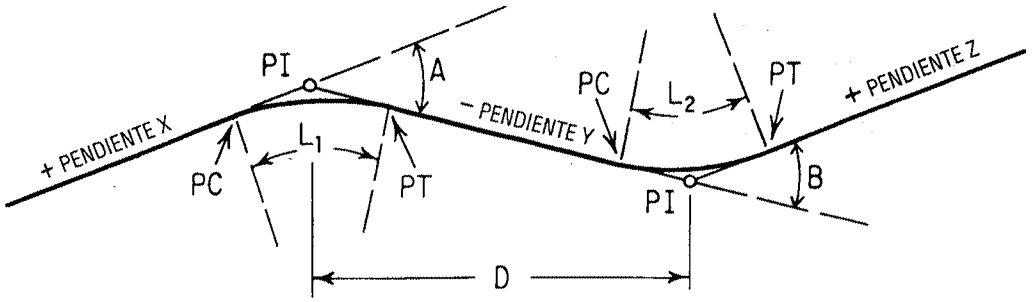


Figura 18.5 El perfil vertical alrededor del eje de pista muestra los cambios en pendientes longitudinales. (*Federal Aviation Administration.*)

a 5 ft sobre la pista. Si el aeropuerto tiene una torre de control en operación, su apego a las normas de gradiente longitudinal para pistas dará una adecuada línea de visibilidad desde la torre a las pistas.

En cada extremo es necesaria una zona nivelada de seguridad, de 240 a 1000 ft de largo, según la categoría de aproximación de aviones y el grupo de diseño (tabla 18.2). El ancho relacionado que se requiere, mostrado también en la tabla 18.2, varía de 120 a 500 ft. Para los primeros 200 ft, medidos desde los extremos de la pista, la zona de seguridad debe tener una pendiente descendente entre 0 y 3% a lo largo del eje longitudinal de la pista. Para el resto de la zona de seguridad, la pendiente longitudinal máxima debe seleccionarse para evitar que cualquier parte de la zona de la pista penetre la superficie de aproximación o plano de zona libre de obstáculos. La pendiente máxima descendente que se permite en la zona de seguridad es 5%. Los cambios longitudinales de pendiente están limitados a 2% por 100 ft hacia arriba o hacia abajo.

Las pendientes transversales en pistas de aterrizaje no deben rebasar un 2% para categorías A y B de aproximación y 1.5% para las categorías C y D (tabla 18.2).

Los acotamientos sin pavimentar deben tener una pendiente más pronunciada para mejorar escurrimientos. Los primeros 10 ft de acotamiento junto al pavimento deben tener una pendiente de hasta 5%. La pendiente transversal del acotamiento que rebase una distancia de 10 ft debe ser de hasta 5% para las categorías A y B de aproximación, y no más de 3% para las categorías C y D.

Los acotamientos con pendiente deben fijarse a 1½ in abajo del borde adjunto de pavimento, para evitar que el césped forme una alcantarilla que acumularía agua en el pavimento.

18.7.3 Sistemas de numeración de pistas

Las pistas de cada aeropuerto se designan por números que se refieren al azimut, medido en sentido del giro de las manecillas de un reloj a partir del norte magnético. Por simplicidad, los números se expresan en unidades de 10° de azimut.

Por ejemplo, si una pista tiene un azimut medidos a partir del sur magnético de 32°, el extremo sur se numera como 21, puesto que (32° + 180°)/10° = 21.2. El otro extremo se numera como 3, ya que 32°/10° = 3.2. La pista se designaría como 3-21.

El objetivo del sistema es que el número al frente del avión que va a aterrizar corresponda (en unidades de 10°) al curso por brújula del avión. Cuando haya pistas paralelas, las pistas a la derecha del aparato que aterriza se designan con una R (en inglés, right); la otra con una L (left, en inglés), que corresponden a derecha e izquierda, respectivamente. Por ejemplo, si hubiera una pista paralela a la 3-21, la pista sería 3R-21L o 3L-21R.

18.7.4 Distribución de pistas

Las selección del de la pistas está influido por la necesidad de obtener aproximaciones libres, la conveniencia de obtener coberturas máximas de vientos y la necesidad de ajustar el diseño de pistas a la topografía del terreno para asegurar bajos costos de nivelación y drenaje. La forma y localización del área terminal influyen en la distribución. Más aún, son convenientes distancias de rodaje cortas y directas entre las pistas y la terminal del aeropuerto.

Es necesario saber la cobertura de vientos y el volumen de tráfico, porque de ellos depende el núme-

ro de pistas. Para aumentar la capacidad, la distribución debe permitir el uso simultáneo de dos o más pistas.

La orientación de las pistas depende de las necesidades para el libramiento de obstáculos y las direcciones de los vientos dominantes. Las pistas de aterrizaje por mstrumentos, si es posible, deben alinearse con los vientos que prevalecen durante las condiciones de vuelo por instrumentos. Idealmente, las aproximaciones a las pistas deben establecerse, si es posible, en despoblado o en zonas no residenciales, en donde las personas no sean molestadas por las operaciones de aviones.

18.7.5 Cobertura de vientos

La Federal Aviation Administration (FAA) especifica que las pistas se orienten con los vientos prevalecientes. La intención es asegurar que las naves puedan aterrizar por lo menos el 95% del tiempo sin rebasar la capacidad de viento cruzado del pronóstico de aviones que utilicen el aeropuerto regularmente. Si la pista no contiene 95% de cobertura de viento para las naves pronosticadas, entonces puede ser necesaria una pista de viento cruzado. En vista de que los aviones ligeros son más susceptibles a vientos cruzados que los pesados, se especifican componentes permisibles de vientos cruzados para pistas diseñadas para prestar servicio a naves de diferentes códigos de referencia de aeropuerto, como se mdica en la tabla 18.7.

La tendencia es hacia las distribuciones unidireccionales o bidireccionales. En algunas localidades, donde los vientos dominantes son consistentemente en un sentido o en el inverso, una sola pista satisfará los requisitos de la FAA. A veces se adopta el diseño de una sola pista cuando no se satisfacen los requisitos completamente de cobertura de vientos, pero las aproximaciones son excelentes y se satisfacen otros factores.

TABLA 18.7 Componentes permisibles de viento cruzado para aeronaves

Código de referencia de nave	Componente de viento cruzado, nudos
A-I y B-I	10.5
A-II y B-II	13
AIII y B-III	16
C-I al D-III	16
A-IV al D-VI	20

18.7.6 Rosa de los vientos o náutica

Para determinar la orientación de una pista que ofrezca la mayor cobertura de vientos, puede usarse una rosa de los vientos. Un tipo sencillo de rosa consiste en barras que irradian en varias direcciones de brújula, cada una representa, a escala, el porcentaje de tiempo que el viento sopla desde la dirección a la que apunta la barra.

Para el cálculo matemático de la cobertura del viento sobre la base de componente de viento cruzado, puede ser útil una rosa de los vientos similar a la mostrada en la figura 18.6. Esta rosa da el porcentaje de tiempo que el viento sopla en intervalos específicos de velocidad, así como en direcciones específicas. Los números pequeños del diagrama representan los porcentajes de tiempo que el viento sopla desde direcciones diversas de la brújula entre velocidades específicas. Para la rosa de los vientos de la figura 18.6, los porcentajes de vientos conocidos para intervalos de velocidad de 0 a 3.5 nudos (calma), 3.5 a 13 nudos, 14 a 27 nudos, 28 a 41 nudos, y más de 41 nudos. Los vientos de más de 41 nudos constituyeron menos del 0.1% y se ignoraron.

Se puede utilizar la rosa de los vientos para determinar la máxima cobertura de vientos para una, dos o tres distribuciones direccionales de pista; también se puede utilizar para comprobar la cobertura de vientos para una distribución adoptada después de un estudio de obstáculos en aproximaciones y otros factores.

Para hallar la máxima cobertura de vientos posible para una pista dada, se ha hecho una plantilla transparente en la que se dibujan la línea de centro de la pista y líneas paralelas que representan los límites de componentes de 13 nudos de viento cruzado a cada lado de la línea de centro. Esta plantilla se pone encima de la rosa de los vientos, con la línea de centro pasando por el centro de la rosa. A continuación, la plantilla se hace girar hasta encontrar una dirección en la que se incluya el máximo porcentaje de viento dentro de la banda de 26 nudos de ancho.

Si la distribución tiene más de una pista, las plantillas se trazan para cada pista y se mueven

alrededor del centro de la rosa de los vientos hasta encontrar la dirección para cada pista, tal que el porcentaje total de cobertura de viento para todas las pistas sea un máximo.

Con la figura 18.6, por ejemplo, se ha de comprobar una distribución de dos pistas en cuanto a cobertura de vientos; primero para la pista *A* sola y luego para las pistas *A* y *B*. Las líneas de centro de pista están trazadas en la rosa de los vientos en sus propias direcciones de brújula. Las líneas se dibujan paralelas a cada línea de centro para representar, a la escala de la rosa de los vientos, los límites de todos los componentes de viento cruzado de 13 nudos. Por sencillez, el porcentaje de vientos no cubierto es calculado y deducido de 100. Los porcentajes, y fracciones de porcentaje fuera de los límites de cobertura (líneas punteadas en la figura 18.6) para la pista *A* son como sigue: en dirección NW a E, $0.4 \times 0.1 + 0.0 + 0.6 \times 0.7 + 0.1 + 0.9 \times 0.8 + 0.0 + 1.1 + 0.2 + 2.3 + 0.0 + 0.8 \times 0.1 + 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.2$; desde el SE al W, $0.4 \times 0.1 + 0.0 + 0.5 \times 0.1 + 0.0 + 0.9 \times 0.4 + 0.1 + 1.2 + 0.1 + 0.9 \times 0.5 + 0.0 + 0.6 \times 1.0 + 0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 1.6 = 8.16$, o sea, el 91.84% de cobertura. La adición de la pista *B* agregará la siguiente cobertura: de N a ENE, $0.5 \times 0.8 + 0.0 + 1.1 + 0.2 + 2.3 + 0.0 + 0.6 \times 0.1$ y de S a WSW, $0.5 \times 0.4 + 0.8 \times 0.1 + 1.2 + 0.1 + 0.9 \times 0.5 + 0.0 + 0.4 \times 1.0 = 6.49$, arrojando una cobertura total para las dos pistas de 98.33%.

El análisis puede refinarse usando más grupos de velocidades de viento, si las hay. También puede aplicarse el análisis para otras componentes de viento cruzado.

La rosa de los vientos empleadas normalmente para objetos de estudio está graficada con base anual. En lugares donde la distribución de vientos varía durante el año, las rosas deben graficarse para las diferentes estaciones y las fluctuaciones que se deben tener en cuenta en el diseño, particularmente si el aeropuerto se usa más en ciertas estaciones.

Para seleccionar la orientación de una pista para aterrizaje instrumental, es útil una rosa de los vientos para condiciones de visibilidad reducida y pueden desarrollarse a partir de los estudios especiales emprendidos por la U. S. Weather Bureau.

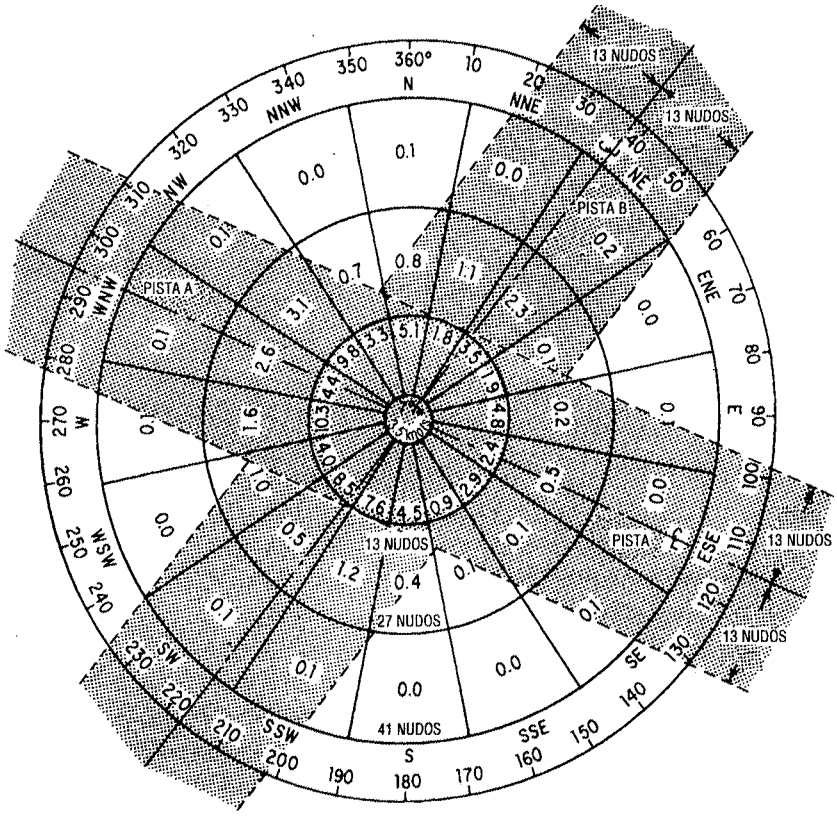


Figura 18.6 La plantilla ayuda a determinar la cobertura de viento para componente de viento cruzado de 13 nudos.

18.7.7 Configuraciones de pista

El diseño más simple es una sola pista con rodaje paralelo y área terminal localizada como se muestra con las líneas llenas en la figura 18.7*a*. Son posibles dos direcciones de operación: 6-24 o 24-6 (subsección 18.7.3). Puede efectuarse sólo un aterrizaje o despegue al mismo tiempo.

Bajo estas condiciones, la capacidad de la pista es de alrededor de 50 movimientos por hora (incluidos tanto aterrizajes como despegues). Cuando sea necesaria más capacidad, puede construirse una segunda pista paralela, como se muestra con líneas punteadas en la figura 18.7*a*.

En este diseño, la pista original puede usarse para despegues, mientras que la pista "futura" puede emplearse para aterrizajes. La capacidad en condiciones de vuelo visual se elevará aproximadamente a 70 movimientos por hora. El tráfico de aterrizajes tendrá que cruzar la pista de despegues bajo el control de la torre.

En la figura 18.7*b* se muestran pistas paralelas separadas 5000 ft. La terminal queda entre las pistas. Esta distribución tiene ventajas definidas de operación sobre la de la figura 18.7*a*. Las pistas de rodaje no cruzan las pistas de aterrizaje, la terminal está localizada en el centro, con amplio espacio para expansión; y la amplia separación de

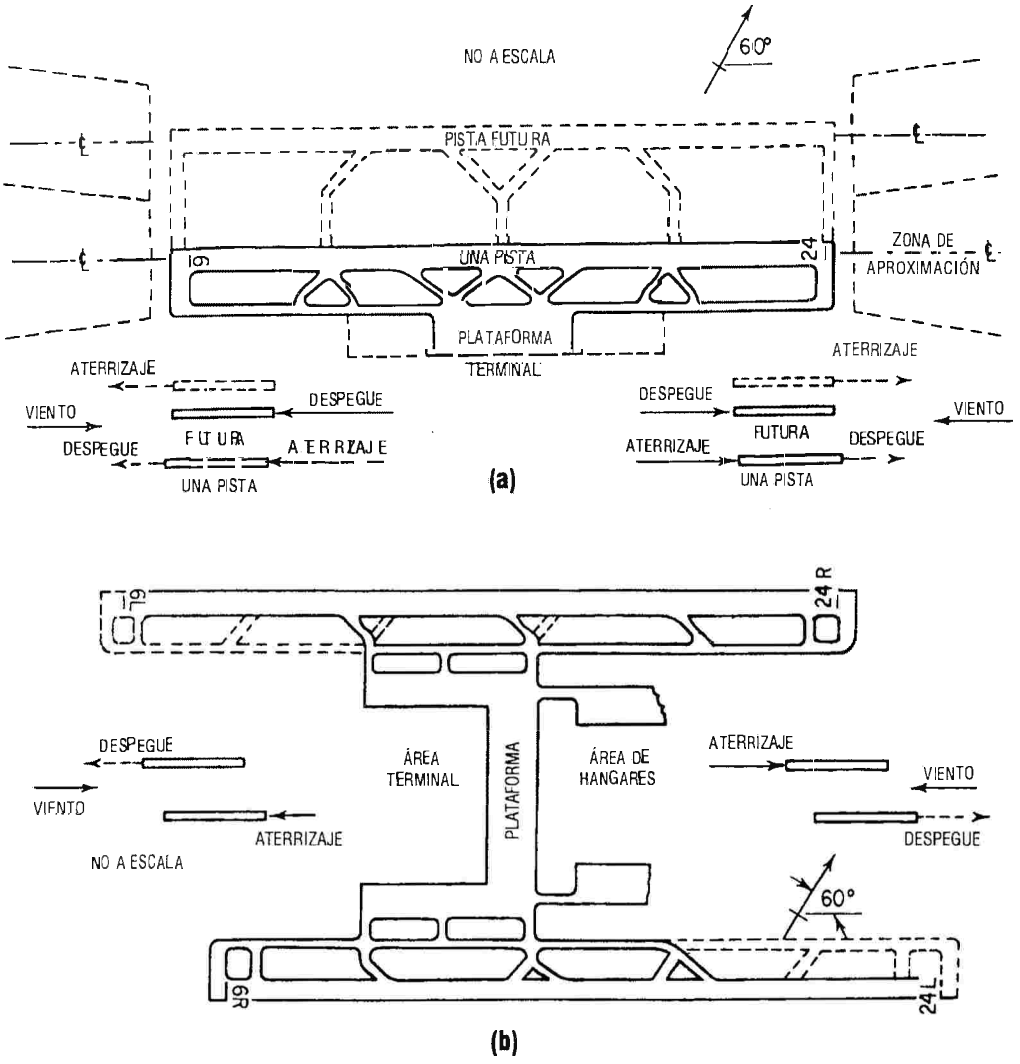


Figura 18.7 Plano de distribución simple de pista. (*a*) Pista simple con pista paralela futura. (*b*) Dos pistas paralelas.

las aproximaciones de pista aumentará la capacidad en condiciones de baja visibilidad, puesto que la separación de 5000 ft es adecuada para operaciones simultáneas. La distribución de la figura 18.7*b* requiere un área mayor que la de la figura 18.7*a*. Las dos pistas paralelas, en cambio, no necesitan ser opuestas entre sí. Aumentar la desviación de la terminal disminuirá la distancia de rodaje, pero aumentarán los costos de terreno y de la construcción.

Las pistas de rodaje pueden prolongarse hasta los extremos de pistas para proporcionar salidas a despegues incompletos, para facilitar aterrizajes y despegues en la misma pista, permitir el uso simultáneo de pistas para despegue y aterrizaje. En operaciones de horas pico, las llegadas y salidas no son normalmente iguales, de modo que a menudo es conveniente el uso simultáneo de ambas pistas para el mismo tipo de operaciones.

En la figura 18.8 se muestra un diseño del tipo V abierta. Este diseño proporciona cuatro direcciones para cobertura de vientos y permite también la operación simultánea de pistas en la mayor parte de las direcciones con velocidades del viento que no sean inusitadamente elevadas. Los diagramas de tráfico indican una separación de aterrizajes y despegues en tres o cuatro direcciones del viento. En una situación en que la trayectoria donde se describen círculos corta la trayectoria de despegue, los aterrizajes y despegues tendrán que ser rígidamente coordinados.

La forma en V permite una terminal localizada centralmente, con espacio para ampliaciones. En algunos diseños, el ángulo de la V es de alrededor de 90°.

Cuando se necesita más capacidad, los diseños de las figuras 18.7*b* y 18.8 pueden ampliarse si se construye una pista paralela a cada una de las pistas originales, pero con una separación de 1000 a 3500 ft. Así, habría dos pistas para aterrizajes en todo tiempo con el diseño de la figura 18.7*b* y en la mayor parte del tiempo con el diseño de la figura 18.8. La mayor capacidad puede obtenerse de los dos juegos de pistas paralelas, según la configuración mostrada en la figura 18.7*b*, con una tercera pista que tenga un ángulo divergente a cada lado.

La mayor parte de los aeropuertos existentes tiene pistas que se intersecan. En algunos lugares resulta impráctico construir pistas que no se intersequen. Cuando los vientos no son críticos, la capacidad de estos diseños puede mejorarse con respecto a las operaciones de más de una sola pista si se emplea una pista para aterrizajes y otra para

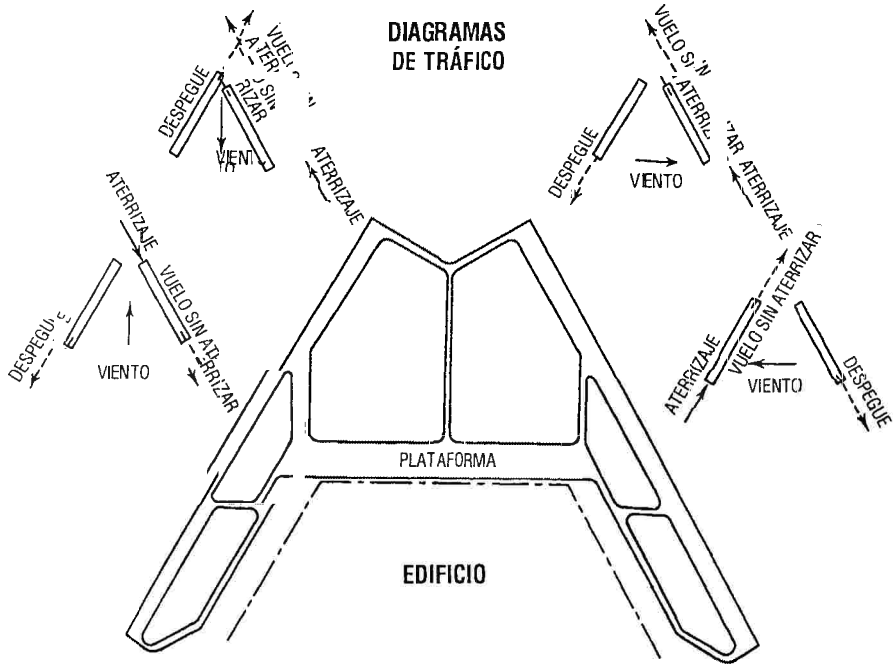


Figura 18.8 La distribución de pistas del tipo en V permite la operación bidireccional de aviones. (*Federal Aviation Administration.*)

despegues. Los movimientos se alternan bajo una coordinación rígida de la torre de control de tráfico.

La capacidad de un aeropuerto se reduce cuando se emplean procedimientos de aterrizaje por instrumentos y ocurren demoras en aterrizajes. Las mejoras en el control de tráfico, en cambio, han aumentado las cantidades de aterrizajes con tiempo malo hasta hacerlas casi iguales que con tiempo bueno.

18.8 Sistemas de pistas de rodaje

Las pistas de rodaje se diseñan para conectar la terminal con los extremos de las pistas en el caso de los despegues y para hacer salidas de la pista en varios puntos y dar salida a los aviones que aterrizan. Los aterrizajes, generalmente, no necesitan toda la longitud de la pista.

Para despejar la pista de los aviones que van aterrizando, tan rápido como sea posible, se diseñan salidas con vueltas fáciles hacia las pistas de rodaje (Fig. 18.7). Se obtienen salidas de los aviones aún más rápidas cuando la pista está equipada con pistas de rodaje como las mostradas en la figura 18.9. Estas pistas de rodaje de salida rápida sirven mejor a una variedad de aviones cuando se colocan a unos 2500, 4000 y 6000 ft del umbral de la pista.

Cuando existe una pista de rodaje paralela a la de despegue, las salidas pueden conducir a la pista de rodaje paralela con una curva inversa que permita mantener las operaciones de rodaje con alta velocidad. Cuando se aplica bidireccionalmente a la misma pista, el efecto puede ser el de la figura 18.7*a*. En los extremos de la pista de despegue, las pistas de rodaje se unen a ésta en un ángulo de 90°, para proporcionar al piloto una visión de la pista en toda su extensión en ambas direcciones. Se agrega más pavimento para dar espacio a aviones en espera y permitir que un avión rebase a otro en la secuencia de despegue. Los anchos y espacios libres de las pistas de rodaje aparecen en la tabla 18.2. La figura 18.10 muestra detalles de las intersecciones de las pistas de rodaje y la tabla 18.8 una lista de las dimensiones estándar.

18.9 Plataformas de estacionamiento para aeronaves

La plataforma de estacionamiento para aeronaves o "rampa" adyacente a la terminal sirve para cargar y descargar aeroplanos, para abastecer combustible y para efectuarles servicios y verificaciones menores. El tamaño de la plataforma depende del número necesario de posiciones de carga y del tamaño y características de giro de los aviones. El número de espacios depende del tiempo que los ocupen los aviones; este tiempo es mayor en los ae-

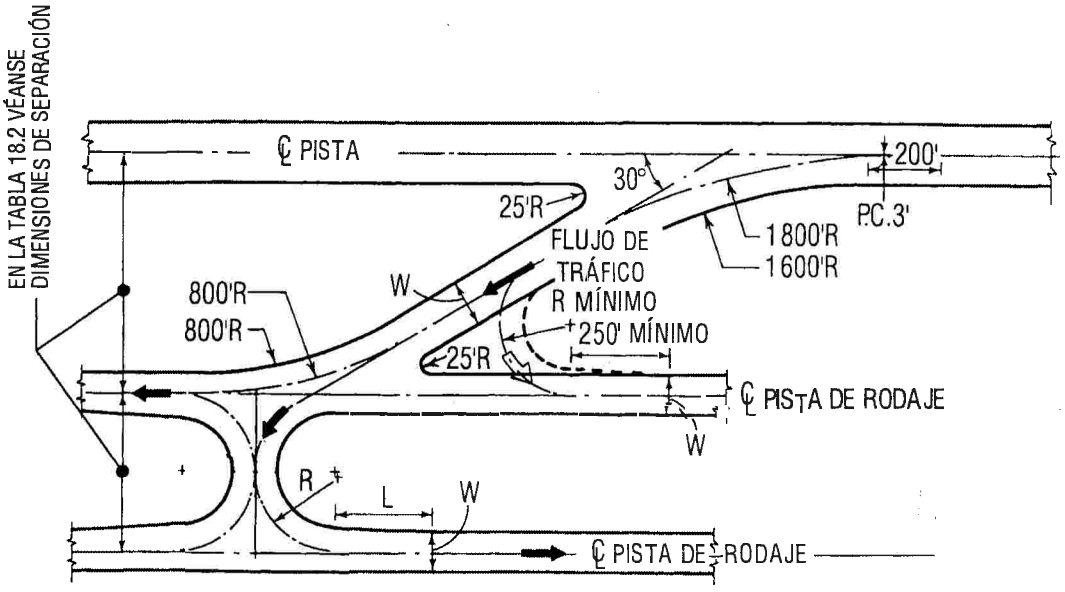


Figura 18.9 Diseño en ángulo de pista de rodaje con crucero y paralelo dobles. (*Federal Aviation Administration.*)

ropuertos terminales que en los de paso. En la mayor parte de los casos, las aerolíneas prefieren el uso exclusivo de algunas posiciones de plataforma, debido al complejo equipo que se requiere para dar servicio a los aviones. Esto tiene como resultado un mayor número de posiciones de carga del que se requeriría si éstas fueran compartidas.

Para determinar las necesidades de área para plataformas, pueden explorarse diversos métodos para colocar los aviones. El tamaño de las plataformas de carga de las aerolíneas depende del número y tamaño de los aviones que debe contener, determinado por el pronóstico del movimiento de aviones en horas pico. Las posiciones de carga de los aviones se señalan por medio de círculos de diversos diámetros, que dependen de la envergadura, longitud y radio de viraje de las naves que vayan a usar el aeropuerto.

La construcción de instalaciones subterráneas en la plataforma es un requisito en algunos aeropuertos. En otros, los servicios de combustible, aire, energía y teléfono pueden acomodarse en la orilla de la plataforma o desde el edificio terminal. Deben instalarse conexiones a tierra.

18.10 Zonas de estacionamiento de automóviles

Se necesitan amplios estacionamientos para los ejecutivos, pasajeros, empleados y espectadores.

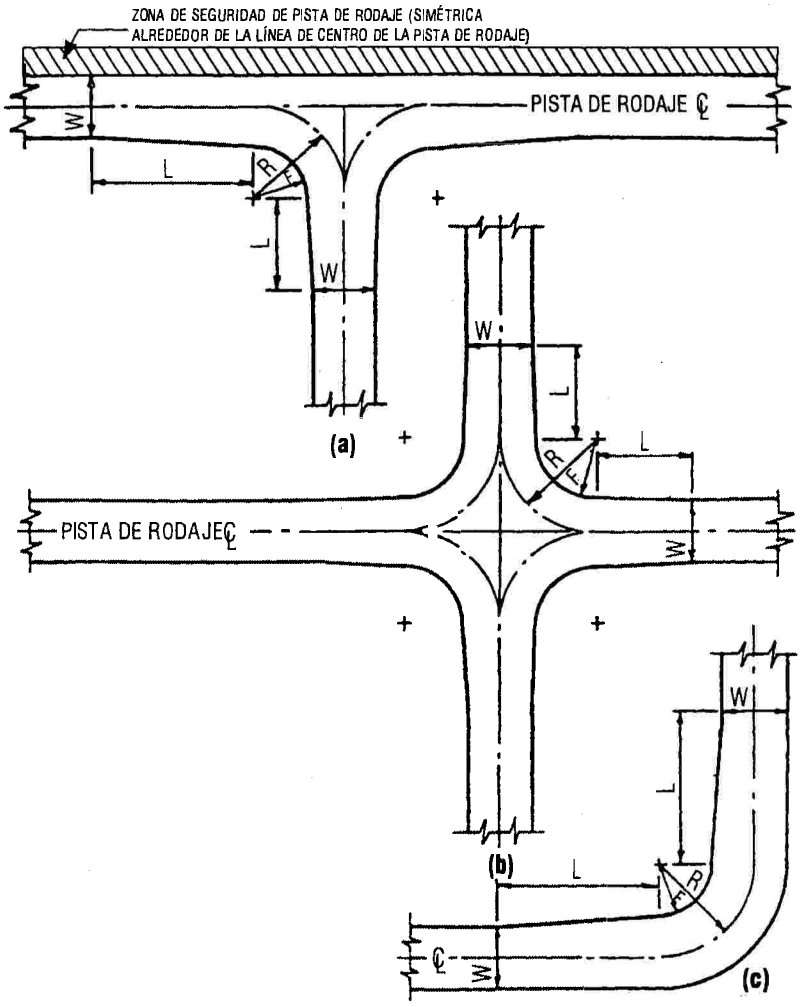


Figura 18.10 Detalles de intersección de pista de rodaje. La zona de seguridad de pista de rodaje que se muestra en (*a*) se ha omitido de (*b*) y (*c*) para mayor claridad. Las dimensiones *W*, *R*, *L* y *F* se dan en la tabla 18.8. (*a*) Intersección en forma de T. (*b*) Crucero. (*c*) Vuelta.

TABLA 18.8 Estándares dimensionales de pista de rodaje

Renglón de diseño	Símbolo[a]	Grupo de diseño de avión I	II	III	IV	V	VI
Ancho de pista de rodaje	*W*	25	35	50[b]	75	75	100
Margen de seguridad de borde de pista de rodaje[c]		5	7.5	10[d]	15	15	20
Configuración de filete de pavimento de pista:							
Radio de viraje de pista de rodaje[e]	*R*	75	75	100[f]	150	150	170
Longitud de entrada a filete	*L*	50	50	150[f]	250	250	250
Radio de filete para línea de centro	*F*	60	55	55[f]	85	85	85
Radio de filete estimado	*F*	62.5	57.5	68[f]	105	105	110
Sobreviraje, ensanchamiento simétrico[g]							
Radio de filete para sobreviraje estimado, ensanchamiento simétrico[h]	*F*	62.5	57.5	60[f]	97	97	100
Ancho de acotamiento de pista de rodaje		10	10	20	25	35[i]	40[i]
Ancho de zona de seguridad de pista de rodaje		49	79	118	171	214	262
Ancho de zona sin obstáculos de pista de rodaje		89	131	186	259	320	386
Ancho de zona sin obstáculos de carril de rodaje		79	115	162	225	276	334

[a] Las letras corresponden a las dimensiones de la figura 18.10.
[b] Para aviones del grupo III de diseño de avión con distancia entre ejes de 60 ft o más, el ancho estándar de pista de rodaje es 60 ft.
[c] El margen de seguridad de borde de pista de rodaje es la distancia mínima aceptable entre el borde exterior de las ruedas de un avión y el borde del pavimento.
[d] Para aviones del grupo III de diseño de avión con distancia entre ejes de 60 ft o más, el margen de seguridad de pista de rodaje es 15 ft.
[e] Las dimensiones para diseños de filete de pista de rodaje se relacionan con el radio de viraje especificado de pista de rodaje. Se pueden encontrar más datos de diseño en "Airport Design," AC 150/5200-13.
[f] Los aviones del grupo II de diseño de avión con distancia entre ejes de 60 ft o más deben usar un radio de filete de 50 ft.
[g] La figura 18.10*b* muestra filetes de pavimento con ensanchamiento simétrico de pista de rodaje.
[h] La figura 18.10*c* muestra un filete de pavimento con ensanchamiento de pista de rodaje en un lado.
[i] Los aviones de los grupos V y VI de diseño de avión, normalmente, requieren superficies de acotamiento de pista de rodaje estabilizadas o pavimentadas.

El estacionamiento público debe construirse tan cerca de las terminales de aerolíneas como sea posible, para minimizar las distancias por caminar. La mayoría de los visitantes llega en domingo y cuando ocurren eventos especiales al aeropuerto.

El lote de estacionamiento debe diseñarse para manejar sobreflujo de tráfico, o debe construirse un lote complementario para uso continuo. Puede utilizarse un criterio de diseño de 150 automóviles estacionados por acre, cuando se estime el tamaño del estacionamiento requerido.

Para reducir al mínimo las distancias que se caminan, algunos aeropuertos tienen estructuras de estacionamiento en varios niveles adyacentes a la terminal. Los estacionamientos para los automóviles de los empleados están generalmente separados y más distantes.

En terminales de gran movimiento se necesitan áreas de estacionamiento temporal para taxis, autobuses y limosinas que esperan por turnos o para ser programados. Puede necesitarse estacionamiento para vehículos de servicio, como por ejemplo, las cisternas de combustible. Debería haber en la terminal espacio de estacionamiento para camiones que efectúan suministros diversos.

18.11 Nivelación y drenaje de un aeropuerto

Se necesita un meticuloso análisis de suelos en el terreno donde se vaya a construir un aeropuerto,

para planear la nivelación, los sistemas de drenaje y subdrenaje, y para diseñar los pavimentos y capas de base. Se necesitan también pruebas de suelos para controlar la compactación de rellenos y capas de base, de modo que no haya asentamientos bajo la carga de aviones pesados.

Los procedimientos para muestrear y probar suelos son muy semejantes a los empleados en las autopistas. Se deben tomar muestras a intervalos de 200 ft, a lo largo de los ejes de las pistas de despegue y rodaje planeadas, y una perforación por cada 10 000 ft^2 en las otras áreas pavimentadas. Las zanjas de préstamo deben probarse suficientemente para definir con claridad el material de que se trata. Los resultados de tales pruebas se grafican en perfiles de suelo o en un plano de las perforaciones. Este plano muestra los lugares de las perforaciones, respecto de la ubicación propuesta para la pista y los perfiles de las capas de suelo en cada lugar, con una descripción de cada tipo de suelo.

La FAA ha adoptado el Sistema Unificado de clasificación del suelo (ASTM D2487). En la tabla 18.9 se presenta una lista de separaciones y profundidades recomendadas para perforaciones, para investigaciones de suelos para la construcción de un aeropuerto. En la figura 18.11 se muestra una gráfica de bitácora típica del suelo. En la FAA Advisory Circular AC 150/5230-6, *Airport Paving*, se tratan los temas de suelos y pavimentos.

18.11.1 Nivelación de un aeropuerto

La superficie de un aeropuerto debe ser relativamente plana pero bien drenada. Pocos terrenos naturales proporcionan lo anterior de manera ideal, por lo que es importante una nivelación adecuada. Los planos de nivelación y de drenaje deben coordinarse con cuidado.

Los planos de nivelación consisten en los perfiles de las pistas de despegue y rodaje en sus ejes, secciones transversales que muestren las áreas de corte y relleno, y un mapa topográfico que muestre las curvas de nivelación iniciales y finales. Este mapa se convierte en la base del plano de diseño del drenaje.

Las secciones transversales de las pistas de despegue y rodaje deben tener pendiente transversal a cada lado del eje, para proporcionar el drenaje de la superficie. Las superficies pavimentadas deben tener una pendiente de 1 a 1½% para las que prestan servicio a las categorías C y D de aviones que se aproximen, y de 1 a 2% para las que presten servicio a las categorías A y B.

Las pendientes laterales de cortes y rellenos deben ser tan planas como sea posible. En cortes, los lados no deben invadir en una relación de libramiento lateral de 7:1 medida normal al borde de la franja de aterrizaje.

Las pendientes correctamente diseñadas pueden contener zonas bajas que se pueden utilizar para retención temporal de escurrimientos de lluvias, en el interés de un sistema más económico de drenaje pluvial. En la figura 18.12 se muestran típicas secciones transversales de pistas.

(Véase *Airport Paving*, Federal Aviation Administration.)

18.11.2 Drenaje de un aeropuerto

Por medio de una nivelación apropiada, la superficie se drena hacia colectores o zanjas. El escurrimiento usualmente se colecta, a lo largo de los bordes de las pistas, con zanjas poco profundas que llevan a los tubos de toma de las alcantarillas pluviales (Fig. 18.12*a*). En algunos aeropuertos en climas nórdicos, donde los bancos de nieve a lo largo de los bordes de la pista de despegue obstruyen los drenajes que cruzan la pista, el agua superficial también se recolecta a lo largo de los bordes de la pista de despegue (Fig. 18.12*b*). Las tomas del drenaje de superficie pueden colocarse junto al lado externo de los bordes de pista, o pueden colocarse en una depresión poco profunda construida en el borde externo del pavimento (Fig. 18.13). Las tomas están espaciadas usualmente de 200 a 300 ft entre sí, a lo largo de las pistas de despegue o rodaje.

El **drenaje bajo superficie** se obtiene haciendo uso de drenajes interceptores y capas de base permeables, en forma muy semejante a como se drenan las autopistas. Algunos campos más pequeños con pasto se drenan por medio de una red de subdrenes que cubren todo el terreno. En los aeropuertos con pistas pavimentadas, los subdrenes están colocados normalmente a los lados de los bordes de pistas, en donde las condiciones del suelo indiquen que es necesario el drenaje para hacer descender el nivel del agua del terreno. A menudo se emplea una combinación de interceptor y drenaje de base (Fig. 18.14).

El **drenaje de superficie** se logra colectando el agua de la misma en las tomas. Es necesario un

TABLA 18.9 Separaciones y profundidades recomendadas para las perforaciones de investigación del suelo en la construcción de aeropuertos

Zona	Separación	Profundidad
Pistas de aterrizaje y rodaje	A lo largo del eje central, 200 ft de c. a c.	Zonas de corte: 10 ft por debajo del pavimento terminado Áreas de relleno: 10 ft por abajo de la superficie del terreno existente*
Otras zonas de pavimento	Una perforación por cada 10 000 ft^2 de área	Zonas de corte: 10 ft por debajo del pavimento terminado Zonas de relleno: 10 ft por debajo de la superficie del terreno existente*
Zonas de préstamo	Pruebas suficientes para definir con claridad el material de préstamo	Hasta la profundidad de la excavación propuesta para el préstamo

*En rellenos profundos, se deben usar las profundidades de perforaciones que se necesiten para determinar la magnitud de la consolidación y el deslizamiento que pueda causar el relleno que se colocará.

sistema de tubos subterráneos para llevar el escurrimiento desde las tomas y subdrenes a las salidas de canales. En áreas bajas, las aguas superficiales se drenan en ocasiones hacia zanjas o canales que corren alrededor del perímetro del aeropuerto.

Para diseñar el sistema de drenaje se necesita un plano topográfico. Sobre éste, se indica el diseño propuesto de pistas de despegue y rodaje, plataformas y la terminal. Las pendientes propuestas para la superficie de esos elementos se muestran por medio de curvas de nivel de intervalos cortos: 0.1 o 0.2 ft para zonas pavimentadas y 0.5 o 1.0 ft para zonas con césped. Se indica la localización de tomas, subdrenes y tuberías de drenaje del agua pluvial, diseñada para colectar la descarga. El sistema debe ser tan directo como sea posible, para evitar longitudes excesivas de tuberías; los cambios frecuentes en medidas de tubos también deben evitarse. Hay que procurar minimizar los cruces de tuberías bajo las pistas.

En la figura 18.15 se muestra una porción de un sistema de drenaje de un aeropuerto. Las medidas de los tubos se calculan para dar cabida a la descarga de la tormenta de diseño, la cual puede tomarse como la máxima esperada en un periodo de 2 a 10 años, según las gravedad del efecto que puede tener una mundación ocasional importante en la operación de los aviones. En algunos diseños se permite cierta proporción de encharcamiento en lugares fuera de la pista.

El método racional (sección 21.39) para calcular el escurrimiento es usado universalmente en el diseño del drenaje de aeropuertos.

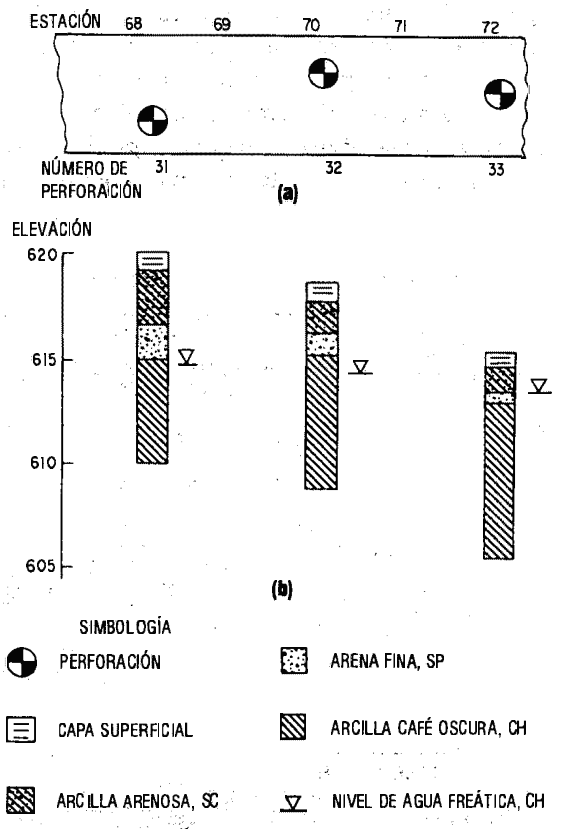


Figura 18.11 Perforaciones para investigación de capa de asiento. (*a*) Planta de pista que muestra la localización de perforaciones. (*b*) Bitácora típica de gráficas de perforaciones. (*Federal Aviation Administration.*)

El ingeniero debe elaborar estudios de intersecciones para asegurar un buen drenaje. Las pendientes de los ejes se mantienen constantes y la pendientes de la porción externa a la pista de despegues y rodajes se ajustan de tal manera que no existan cambios abruptos de pendiente en la trayectoria de los aviones. La superficie debe tener una pendiente suficiente para drenar en forma adecuada. Los estudios de intersección deben hacerse a una escala de 1 in igual a 50 ft. Un intervalo de curvas de nivel de 0.10 ft permitirá que sea diseñado un drenaje positivo de superficie. Los estudios serán útiles para establecer las pendientes de las superficies pavimentadas.

(*Airport Drainage,* Federal Aviation Administration Advisory Circular AC 150/5320-5.)

18.12 Pavimentos en aeropuerto

Los pavimentos aeroportuarios se construyen para soportar las cargas impuestas por el avión que utilice el aeropuerto y producir una superficie suave, adecuada para cualquier condición meteorológica. Los pavimentos se dividen en general en dos tipos: *flexible* y *rígido.* Cuando está apropiadamente diseñado y construido, cada tipo proporcionará un pavimento aeroportuario satisfactorio. Sin embargo, se ha comprobado que algunos tipos específicos son útiles en aplicaciones específicas: los pavimentos rígidos se recomiendan para áreas sujetas a un considerable derrame del combustible en las posiciones de operación o de servicio en plataformas; un pavimento flexible de bajo costo es adecuado para estabilizar un área sujeta a la erosión del chorro de los aviones.

El *Airport Paving Manual,* publicado por la FAA es la guía aceptada comúnmente para el diseño de pavimentos aeroportuarios civiles. Contiene métodos y requisitos que deben usarse en los proyectos que incluyen subsidios federales en EU.

Una **subrasante** es el cimiento del pavimento aeroportuario (Fig. 18.12). Su capacidad de soporte afecta el espesor necesario en pavimentos flexibles y rígidos. La profundidad de penetración de la congelación y la influencia de las condiciones de drenaje pueden afectar el valor de soporte de la subrasante. Por medio de la nivelación selectiva, puede ser económico reemplazar el material de inferior calidad de la subrasante con material superior, así como reducir los requisitos de espesor de la subbase. Las subrasantes deben compactarse escru-

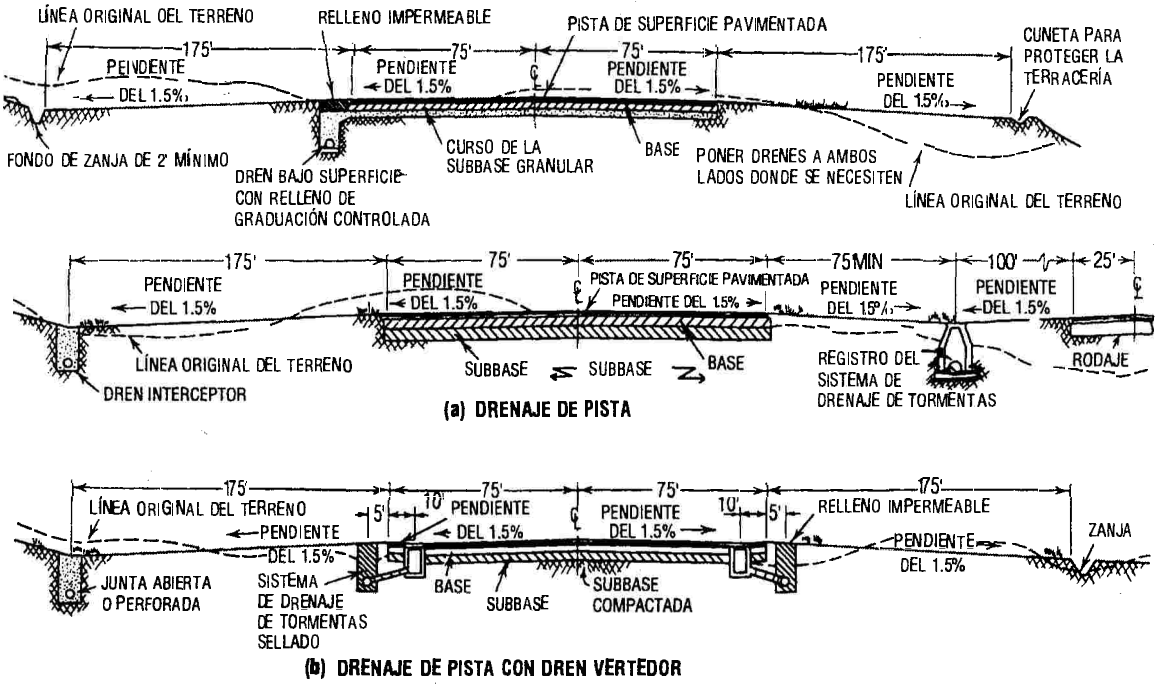


Figura 18.12 Secciones transversales de pista mostrando instalaciones para drenaje.

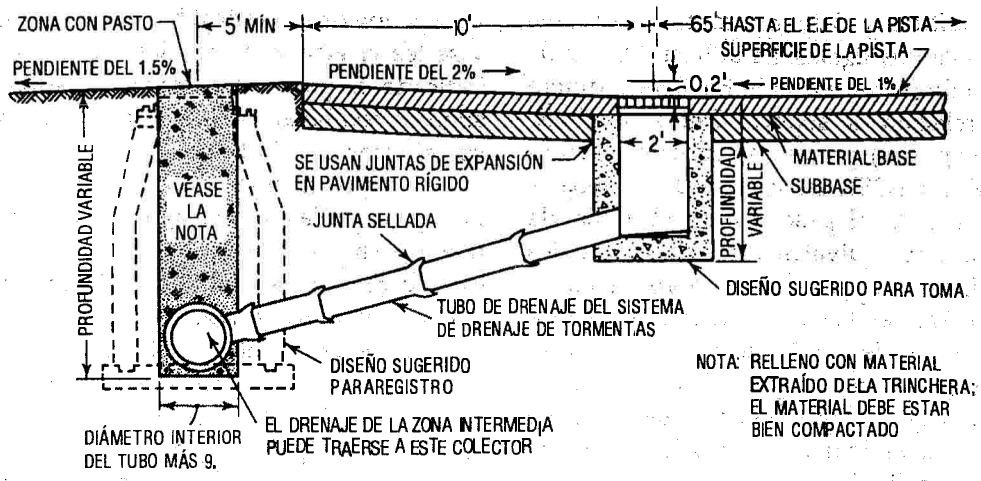


Figura 18.13 Toma del drenaje en el borde exterior de la pista en climas nórdicos. (*Federal Aviation Administration.*)

pulosamente, para proporcionar la más alta capacidad de soporte posible.

La **subbase** es un material granular colocado sobre la subrasante compactada (Fig. 18.12). Usualmente se necesita bajo pavimentos flexibles o rígidos, excepto para los mejores grupos de suelos. Es obligatoria una compactación muy meticulosa.

En la figura 18.16 se muestran secciones transversales de pavimentos típicos de pista. La pendiente transversal de los pavimentos en general es del 1.50% para reducir al mínimo los encharcamientos en la superficie. La Federal Aviation Administration mantiene "Standards for Specifying Construction of Airports", AC 150/5370-10, que incluyen la mayor parte de los elementos del desarrollo de un aeropuerto.

Las **áreas críticas** son las que requieren pavimento más grueso. Incluyen los extremos de las pistas de aterrizajes, todas las pistas de rodaje y las plataformas (Fig. 18.17). Éstas son las áreas sujetas a las más diversas cargas por parte de los aviones. El espesor del pavimento en zonas no críticas puede reducirse respecto del espesor del mismo en las zonas que sí lo son (Fig. 18.16).

18.12.1 Pavimentos flexibles

Consisten en una capa de superficie bituminosa o asfáltica, una capa base de material adecuado y una capa subbase, generalmente de material granular (Fig. 18.16). El diseño del pavimento flexible se basa en resultados de pruebas de suelos de subrasantes. La Federal Aviation Agency ha ideado una relación entre las clases de suelo y el espesor de la capa superficial, la capa base y la subbase necesaria para diferentes pesos brutos de avión, basados en diferentes condiciones de drenaje y la acción de congelación.

Las curvas de diseño para pavimentos flexibles se muestran en la figura 18.18 (tren de aterrizaje de una rueda); en la figura 18.19 (tren de aterrizaje de doble rueda), y la figura 18.20 (tren de aterrizaje doble en tándem).

Las curvas están basadas en la suposición de una vida útil de 20 años del pavimento. Las superficies bituminosas deben tener por lo menos 4 in de grue-

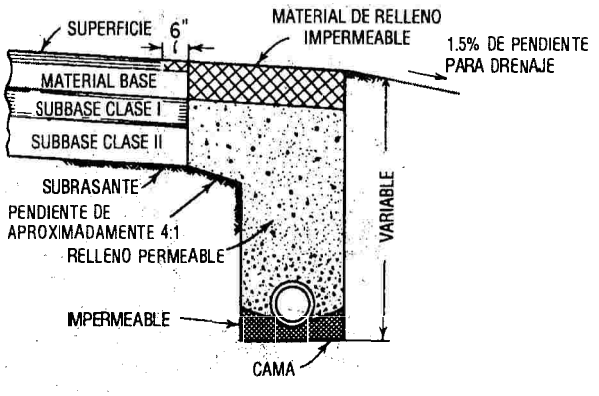


Figura 18.14 Interceptor y dren de la base combinados. (*Federal Aviation Administration.*)

so en zonas críticas y 3 in en zonas no críticas, excepto para aviones ligeros. La utilización de curvas de diseño de pavimentación flexibles requiere un valor de relación de soporte California (CBR, *California bearing ratio*), para el material de la subrasante, y un valor del CBR del material de la subbase. También se necesita el peso bruto del avión de diseño y el número equivalente de salidas anuales del mismo. Una vez que se selecciona la curva apropiada con base en la configuración del tren de aterrizaje del avión de diseño, se consulta la carta por la parte superior con el valor CBR apropiado. Se traza hacia abajo una línea vertical hasta el peso bruto de la aeronave de diseño y, desde este punto de intersección, se dibuja una línea horizontal hasta el número de salidas anuales. De esta intersección, se baja una línea vertical hasta la base de la gráfica y se lee el grueso en la escala inferior. El grueso indicado es para las carpetas de superficie y de subbase combinadas, apoyadas sobre una subbase con el valor CBR indicado.

Los requerimientos de la **carpeta superficial** son para proteger la base del agua superficial y proveer una superficie de rodaje tersa para aviones, dar espacio a cargas de tráfico, y resistir patinamiento, la abrasión al tráfico y desgaste a la intemperie. La superficie, generalmente, consta de dos capas bituminosas: una capa final de rodadura (carpeta) y una capa de ligazón. Por lo general, esta última contiene agregados más grandes y menos asfalto. La unión de estas dos capas se puede mejorar mediante una capa de ligazón de emulsión de asfalto. La FAA recomien-

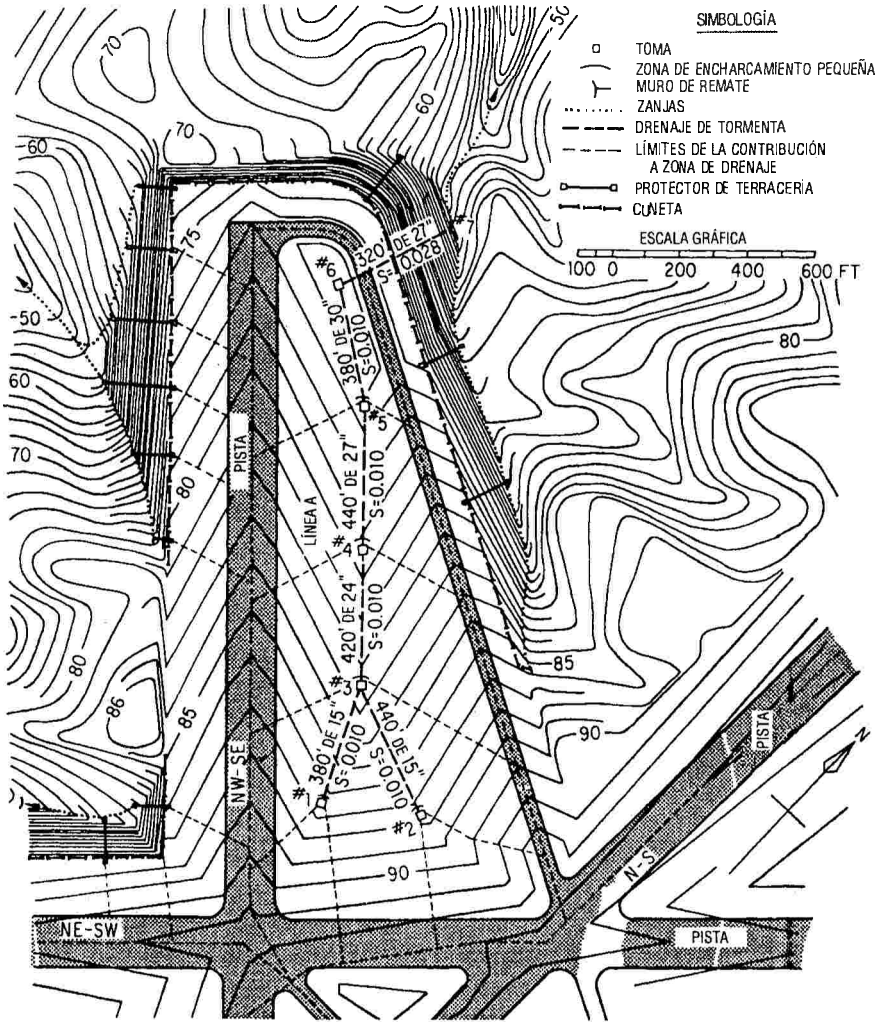


Figura 18.15 Plano de una porción del sistema de drenaje de un aeropuerto. (*Federal Aviation Administration Advisory Circular AC 150/5320-5.*)

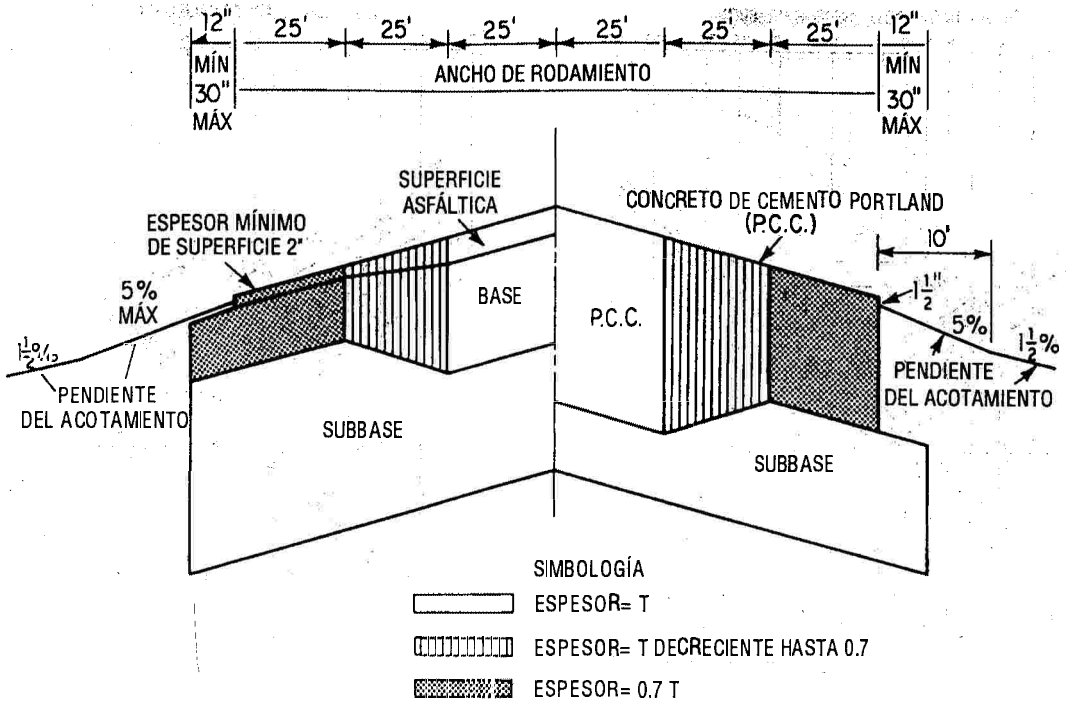


Figura 18.16 Sección transversal que muestra un pavimento asfáltico típico (a la izquierda de la línea de centro) y un pavimento construido con concreto-cemento portland (a la derecha de la línea de centro) en zonas críticas de las pistas (Fig. 18.17).

da un concreto asfáltico de grado denso, tendido en caliente y producido en una planta mezcladora central para la capa de trabajo de pavimentos flexibles.

Los materiales para la **base** son variados para aprovechar los materiales locales y las prácticas de construcción. Cuando se usan agregados de alta calidad, los tratamientos de asfalto o cemento portland producen bases que son más eficaces que las bases no tratadas. De acuerdo con ello, la FAA reconoce una pulgada de ciertos materiales tratados para base, como equivalente a 1.5 in de materiales para base no tratados.

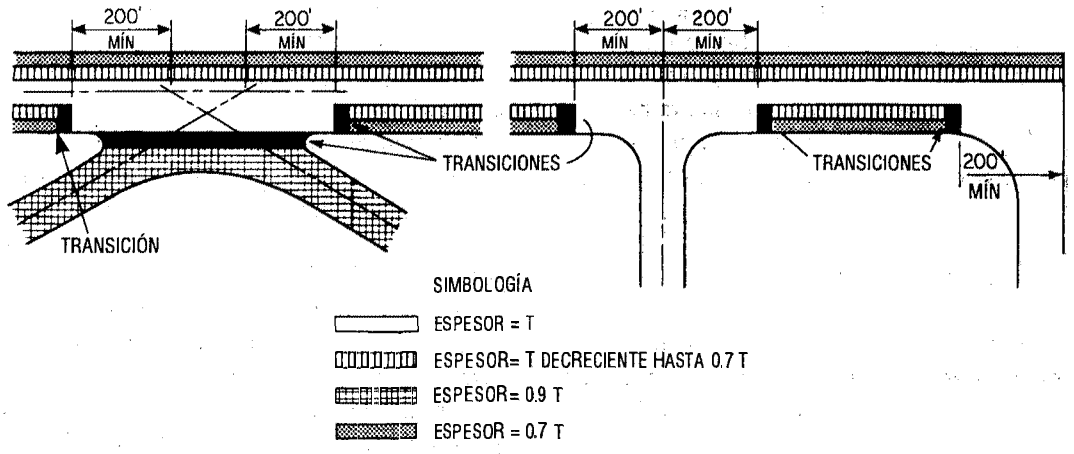


Figura 18.17 Zonas críticas en el pavimento de un aeropuerto. T = espesor total del pavimento flexible o espesor del concreto de un pavimento rígido. Véase también la figura 18.16.

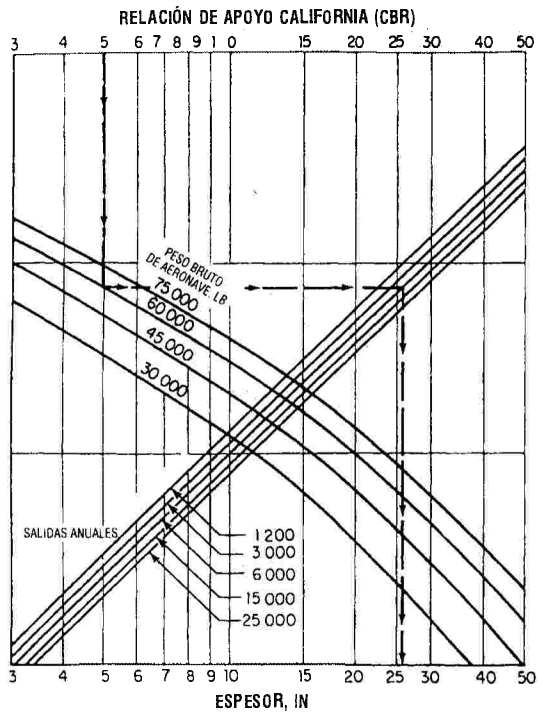


Figura 18.18 Curvas de diseño de pavimento flexible en zonas críticas; tren de aterrizaje de una rueda. (*"Airport Pavement", Federal Aviation Administration.*)

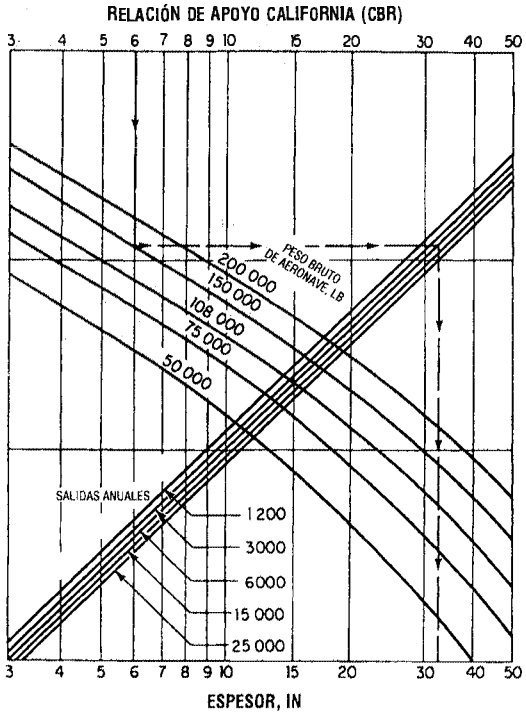


Figura 18.19 Curvas de diseño de pavimento flexible en zonas críticas; tren de aterrizaje de doble rueda. (*"Airport Pavement", Federal Aviation Administration.*)

La **subbase** es normalmente parte integrante de la estructura del pavimento flexible; está protegida por la carpeta y la base y, en consecuencia, las exigencias del material no son tan estrictas como para la base.

Los **pavimentos para aviones ligeros** no necesitan ser tan gruesos como los pavimentos para aviones pesados. En aeropuertos que no se requieran manejar aviones de más de 30 000 lb de peso bruto, deben ser utilizadas las curvas de diseño de la figura 18.21. El procedimiento es el mismo que con las curvas de diseño para aviones más pesados, excepto que no existen reducciones para las áreas no críticas.

18.12.2 Pavimentos rígidos

Están hechos de concreto de cemento portland colocado normalmente sobre una subbase adecuada que apoya sobre una subrasante compactada (Fig. 18.16). Las curvas de diseño de pavimentos rígidos se muestran en la figura 18.22 (tren de aterrizaje de una rueda), en la figura 18.23 (tren de aterrizaje de ruedas dobles) y en la figura 18.24 (tren de aterrizaje de doble tándem).

El uso de las curvas de diseño para pavimentos rígidos necesita de la resistencia a flexión del concreto, el valor k de la subbase, el peso bruto de la aeronave de diseño y su número equivalente de salidas anuales. Una vez que se selecciona la curva apropiada con base en la configuración del tren de aterrizaje del avión de diseño, se entra por la izquierda en la carta que tiene la curva de diseño apropiada, con la resistencia en flexión del concreto. Se hace una proyección horizontal hasta intersecar el módulo de cimentación correspondiente (el valor k). Desde este punto de intersección se hace una proyección vertical hasta encontrar el peso bruto apropiado del avión de diseño. Luego se hace una proyección horizontal hasta la escala de la derecha que corresponda con las salidas anuales. El grueso del pavimento se lee en esa escala. El grueso que se muestra se refiere únicamente al grueso del pavimento de concreto, excluyendo el de la subbase, y es el que muestra como T en la figura 18.16, referido como el espesor crítico.

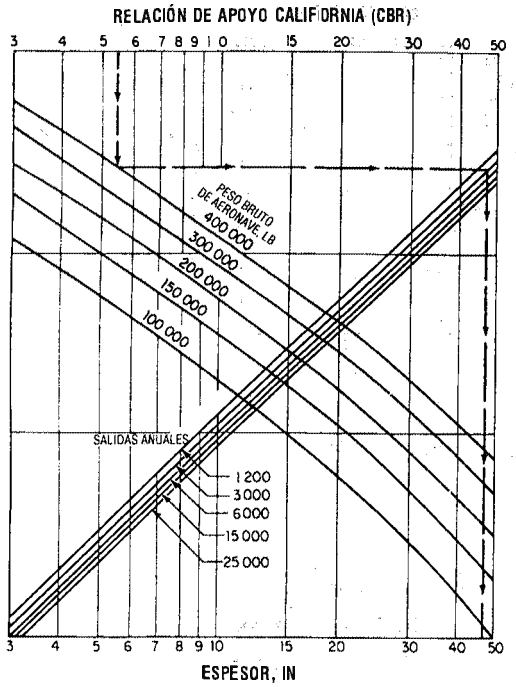


Figura 18.20 Curvas para diseño de pavimento flexibles en zonas críticas; tren de aterrizaje de tándem doble.(*"Airport Pavement", Federal Aviation Administration.*)

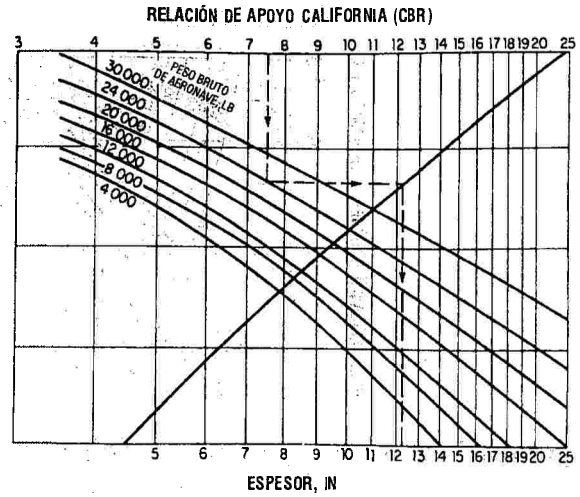


Figura 18.21 Curvas de diseño de pavimento flexible, aviones ligeros. En la carpeta superficial se requiere un espesor mínimo de 2 in. (*Federal Aviation Administration.*)

El valor *k* está basado directamente en el material que está debajo del pavimento de concreto. (Véase la sección 16.24 "Pavimentos rígidos".) El valor *k* debe establecerse para la subrasante y después corregirse para tomar en cuenta los efectos de la subbase.

Las juntas y el refuerzo que se usan en los pavimentos de aeropuertos son similares a los de autopistas, excepto que se utilizan losas más anchas y pasajuntas (espigas) más grandes en pavimentos gruesos. Las juntas constructivas longitudinales son con pasajuntas machihembradas o articuladas (a tope o machihembradas).

Las juntas longitudinales de expansión son aconsejables en las intersecciones de pistas de despegues y rodajes y junto a las estructuras. Donde no sean apropiados los pasajuntas, se puede utilizar un borde engrosado.

Las juntas transversales de contracción están separadas de 15 a 25 ft en pavimentos no reforzados. Las juntas transversales de expansión no se usan en general, excepto en intersecciones.

Se utilizan espigas a través de las juntas de expansión y también a través de las juntas constructivas en algunos diseños. Las varillas o el refuerzo embebido se continúan a través de ciertas juntas longitudinales de contracción y de juntas machihembradas de construcción para mantener en estrecho contacto las caras de las losas.

Las juntas de construcción entre tramos de pavimentos son machihembradas, con pasajuntas (espigas) o articuladas. Los diámetros de los pasajuntas varían desde ¾ in para las losas de 6 a 7 in de espesor, hasta 2 in en losas de 21 a 24 in. La longitud normal de los pasajuntas es de 18 a 24 in y la separación es de 12 a 18 in de centro a centro.

Es deseable reforzar el pavimento para controlar las grietas y su instalación debe seguir las prácticas de diseño y construcción más recientes.

Los pavimentos rígidos para aviones ligeros (con pesos de 12 500 lb o menos) deben ser de por lo menos 5 in de espesor. Para aviones entre 12 500 y 30 000 lb, el pavimento rígido debe ser de por lo menos 6 in de espesor. Todas las áreas pavimentadas se deben considerar como áreas críticas (Fig. 18.16).

18.12.3 Recubrimientos de pavimento

El objeto de recubrir un pavimento es su restauración. Puede aplicarse un recubrimiento sobre un pavimento que ya no pueda mantenerse satisfactoriamente, o para mejorar las características de soporte a la carga de un pavimento satisfactorio que

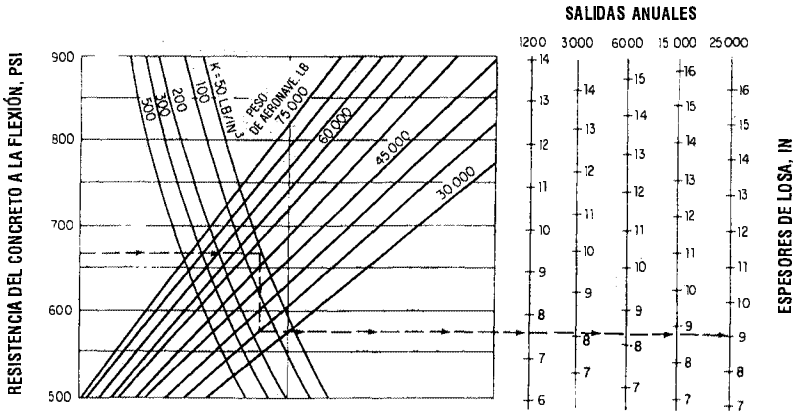


Figura 18.22 Curvas para diseño de pavimento rígido, tren de aterrizaje de una rueda. (*"Airport Pavement", Federal Aviation Administration.*)

vaya a recibir aviones más pesados que aquellos para cuya carga fue originalmente diseñado.

Los *recubrimientos flexibles* comprenden una capa base y una carpeta bituminosa. Los *recubrimientos rígidos* incluyen una capa de concreto de cemento portland. Los *recubrimientos bituminosos* o asfálticos consisten por completo en concreto bituminoso. Según el caso, las cualidades del pavimento existente deben investigarse plenamente y diseñarse el recubrimiento para obtener un pavimento capaz de manejar el tráfico requerido, siguiendo los procedimientos señalados en *Airport Paving*, Federal Aviation Administration.

18.13 Superficies sin pavimentar en aeropuertos

Algunos aeropuertos no requieren superficies pavimentadas debido a un bajo volumen de tráfico y el uso por aviones ligeros solamente. En algunos casos se utilizan superficies con césped para aterrizajes y despegues en aeropuertos pequeños y en las áreas sin pavimentar de pistas de despegue de aeropuertos más grandes.

En estas zonas se necesita yerba resistente, sembrada en forma apretada. El tipo de yerba que se use

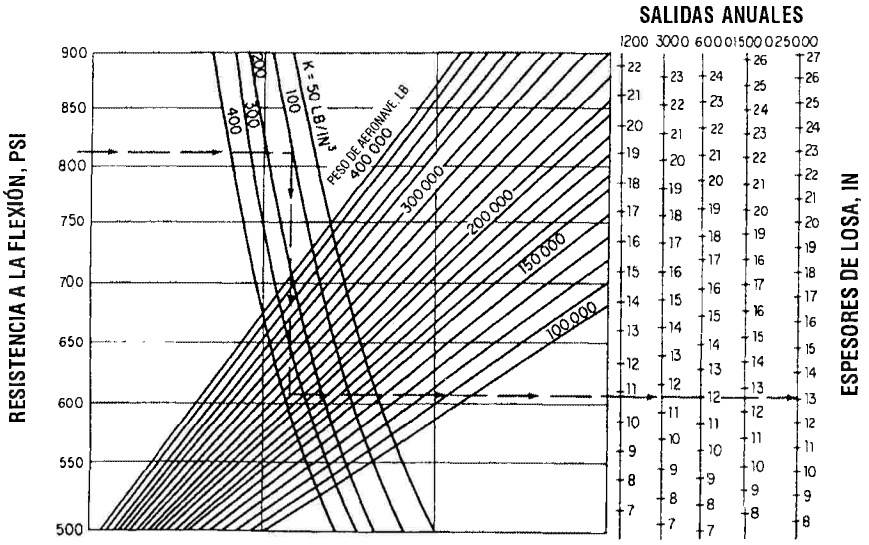


Figura 18.23 Curvas para diseño de pavimento rígido, tren de aterrizaje de ruedas dobles. (*"Airport Pavement", Federal Aviation Administration.*)

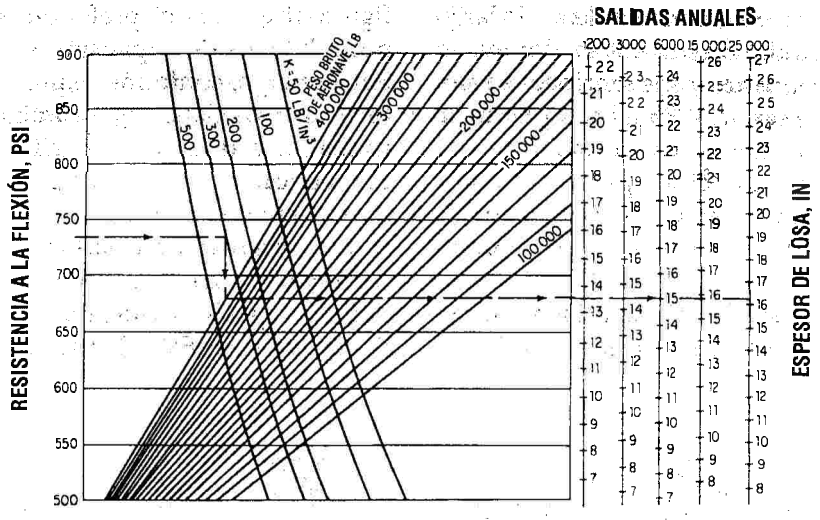


Figura 18.24 Curvas para diseño de pavimento rígido-tren de aterrizaje de tándem doble. (*"Airport Pavement", Federal Aviation Administration.*)

depende de las características del suelo y el clima del lugar. Si con muestras se prueba que el suelo es deficiente en elementos nutrientes, éstos pueden obtenerse de elementos fertilizantes apropiados. Cuando haya que remover una capa de suelo fértil durante las operaciones de nivelación, debe amontonarse ésta y esparcirse después en los lugares que se vayan a sembrar. Es conveniente también una capa vegetal en terracerías, pendientes de cortes y otras zonas interiores del aeropuerto para evitar polvaredas y erosión.

En donde el césped no sea adecuado, es posible ayudar la estabilidad añadiendo algún agregado al suelo antes que crezca el césped. Esto permitirá que el suelo retenga suficiente humedad para favorecer el crecimiento del pasto y obtener una superficie que no se ponga demasiado suave en tiempo de humedad.

18.14 Estabilización del suelo

Puede usarse material granular, cemento portland, alquitrán, asfalto rebajado o emulsión de asfalto para mejorar la calidad del suelo, de modo que pueda servir como base o subbase. No se pretende que tales suelos estabilizados sirvan como carpetas superficial; debe aplicarse una carpeta separada de trabajo. Los mismos procedimientos generales que se siguen para estabilizar suelos de aeropuertos son los que siguen en la práctica de construcción de carreteras y autopistas. (Véase sección 16.19).

18.15 Edificios de una terminal aérea

El paso de los pasajeros de tierra a aire ocurre en la terminal. Se usan métodos diversos para dar cabida y transferir al público y sus bienes que llegan por aire o tierra, y proporcionar estacionamiento, servicio y almacenaje de aviones y vehículos empleados en el transporte terrestre. El grado de desarrollo en la terminal varía con el volumen de las operaciones aeroportuarias, el tipo de tráfico que hace uso del aeropuerto, el número de personas que es atendido y la forma de darles acomodo.

18.15.1 Estacionamiento de aviones

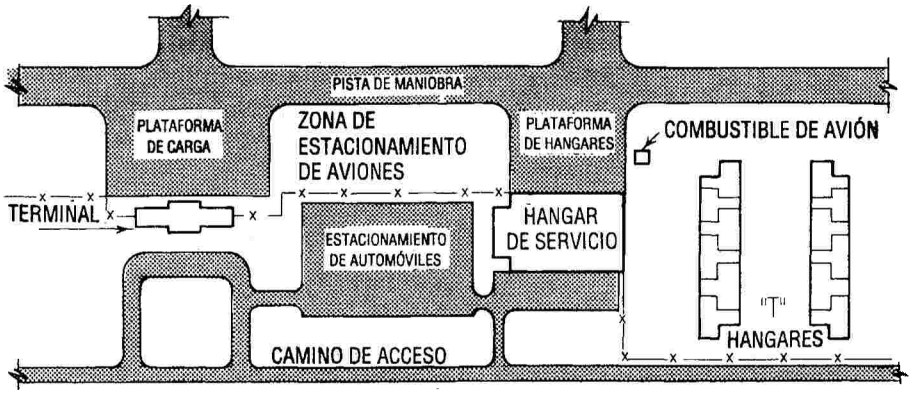
El concepto de un aeropuerto muy pequeño puede comprender sólo un hangar con instalaciones simples de oficinas, adecuadas para una actividad aeroportuaria limitada. En las terminales grandes de aerolíneas comerciales las demandas son mayores. El concepto puede abarcar operaciones de terminal en dos niveles, estacionamiento de automóviles en edificios y equipos elaborados para carga de pasajeros. En las figuras 18.25 y 18.26 se muestran diversos conceptos de sistemas terminales.

El **diseño al frente** de instalaciones es usual en aeropuertos de poca actividad. En el diseño de un aeropuerto pequeño (Fig. 18.25*a*), los medios necesarios para atender un volumen moderado de

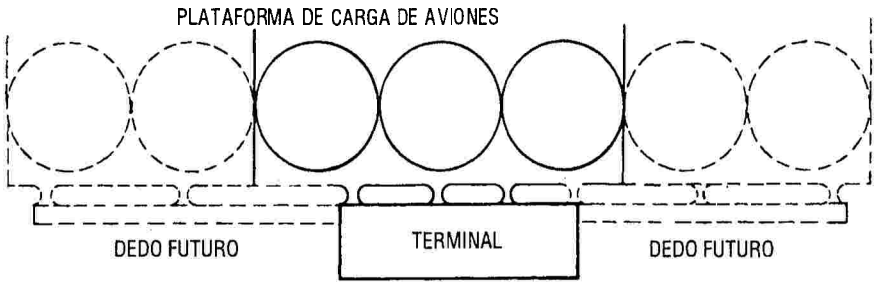
aviación general se disponen en un hilera a lo largo del camino perimetral. La terminal se elimina en aeropuertos muy pequeños y sus funciones se alojan en un hangar de servicio. En tal aeropuerto, la terminal o su equivalente tendría usualmente una sala de espera, sanitarios, oficina para el administrador del aeropuerto u operador de servicios de vuelo y, quizá, un restaurante, cafetería o máquinas automáticas.

En terminales aéreas de baja actividad, un sistema de carga al frente como el mostrado en la figura 18.25*b*, es el preferido normalmente. Las posibilidades de expansión están allí indicadas. Sin embargo, conforme se prolongan los pasillos, los pasajeros tienen que caminar más. En forma similar, la estructura de pasillos se vuelve menos económica puesto que las posibilidades de abordaje son por un solo lado.

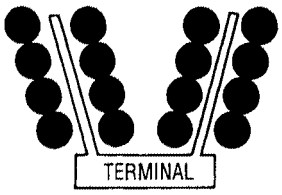
Los **sistemas de pasillos** se prolongan dentro de la plataforma de estacionamiento de aviones y permiten que los aviones se estacionen más cerca de la terminal. Esta distribución reduce el costo



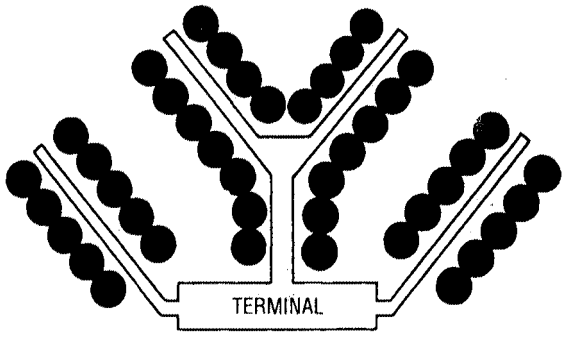
(a) DISTRIBUCIÓN DE UN AEROPUERTO PEQUEÑO



(b) SISTEMA DE CARGA AL FRENTE



(c) SISTEMA DE DEDOS



(d) SISTEMA DE DEDOS DIVIDIDOS

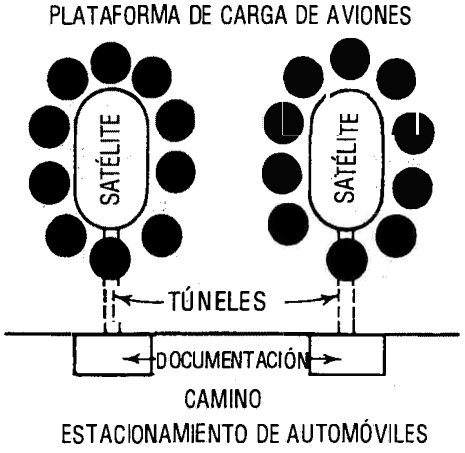
Figura 18.25 Sistemas de terminal simple. Se agregan dedos (corredores) para aumentar la capacidad de estacionamiento de aviones.

estructural, puesto que la carga se lleva a cabo por ambos lados.

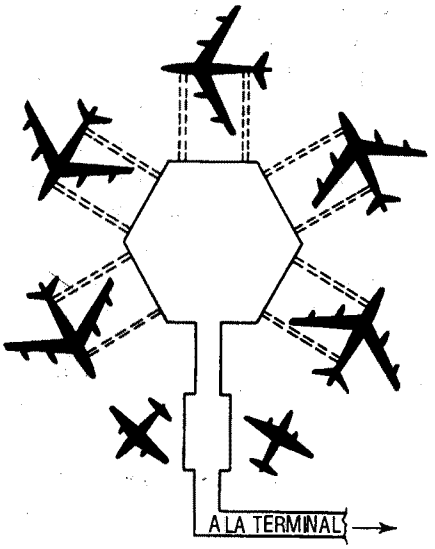
El sistema de pasillos mostrado en la figura 18.25*c* es una solución simple para un aeropuerto grande. Las distancias que se caminan hasta las posiciones extremas, sin embargo, son más bien largas.

Un diseño de pasillos más elaborado es el de pasillos divididos (Fig. 18.25*d*). Aquí, las distancias que camina el pasajero son bastante largas. Un pasajero que vaya a pasar desde la posición de carga de un extremo de un pasillo al extremo de otro, caminaría más de ½ milla, suponiendo que la posición de estacionamiento del avión tenga 200 ft de diámetro. Las distancias que se caminan son inevitablemente largas en terminales centralizadas que atienden un gran número de puertas y salas, a no ser que se utilice la movilización mecanizada de pasajeros.

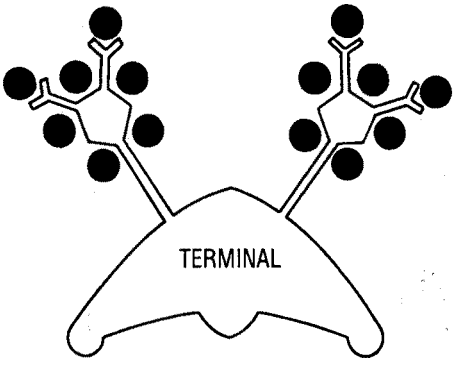
Las **terminales unitarias** concentran las posiciones de estacionamiento de aviones y minimizan la distancia que caminan los pasajeros, excepto cuando se necesita una transferencia de unidad a unidad. El movimiento de una terminal unitaria a otra puede significar demasiado tiempo y distancia. Las terminales unitarias se diseñan generalmente de



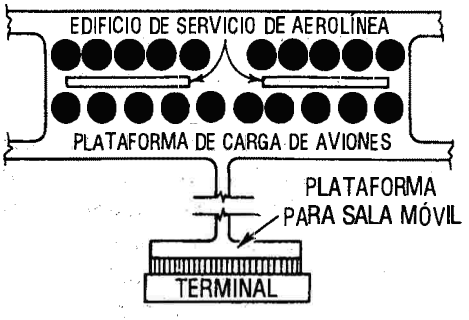
(a) SISTEMA SATÉLITE (AEROPUERTO INTERNACIONAL DE LOS ÁNGELES)



(b) SISTEMA DE DEDOS CON DESEMBARCADERO (U.A.L., AEROPUERTO INTERNACIONAL DE SAN FRANCISCO)



(c) SISTEMA DE DEDOS CON DESEMBARCADERO (T.V.V., AEROPUERTO INTERNACIONAL TWA J. F. KENNEDY)



(d) SISTEMA DE ESTACIONAMIENTO REMOTO (AEROPUERTO INTERNACIONAL DULLES)

Figura 18.26 Sistemas de terminales usados en algunos aeropuertos internacionales.

manera que cada unidad sea una entidad autosuficiente.

Las **terminales satélite** también concentran las posiciones de estacionamiento de aviones en un esfuerzo por reducir al mínimo las distancias por caminar. Las terminales satélite mostradas en la figura 18.26*a* están alimentadas por túneles que vienen de la zona de boletaje y cuentan con posiciones de estacionamiento de aviones sin excesivas distancias por caminar.

En la figura 18.26*b* el satélite es un muelle situado al extremo de un pasillo y concentra las posiciones de estacionamiento, con el consiguiente ahorro de la distancia por caminar. El diseño de la terminal, mostrado en la figura 18.26*c*, tiene dos muelles distribuidores que sirven a 14 posiciones de carga con distancias relativamente cortas por caminar. El acceso al muelle satélite distribuidor ofrece distancias mínimas que deben caminar los pasajeros para un gran número de posiciones de salas.

El **estacionamiento remoto** de aviones reduce al mínimo la distancia por caminarse, con un vehículo para transportar pasajeros de la terminal al aeroplano. En algunos aeropuertos europeos, el transporte de la terminal al avión se realiza por medio de autobuses.

En un proyecto más elaborado bajo el concepto de estacionamiento remoto, una sala móvil transporta a los pasajeros hasta o desde la aeronave situada a cierta distancia de la terminal (Fig. 18.26*d*). La sala móvil se usa en varios países. Al llegar la hora de salida, se conduce a los pasajeros al avión, o se les recibe a la llegada, con lo que se elimina la larga caminata entre el aeroplano y la terminal.

18.15.2 Ascenso y descenso de pasajeros

Los equipos para ascenso de pasajeros permiten realizar la transferencia de la terminal al avión en cualquier condición climática, generalmente sin cambio en el nivel requerido. La *sala móvil* es un tipo de equipo de ascenso. En la figura 18.27*a* se muestra el tipo de vehículo empleado en el aeropuerto Dulles. En la figura 18.27*b* se muestran los pasajeros pasando de la sala móvil al avión. Las aerolíneas de servicio local que usan pequeños aviones de transporte pueden acomodarse directamente en la terminal.

El *pasillo telescópico* mostrado en las figuras 18.27*c* y *d* es el equipo de carga más utilizado. El pasillo telescópico tiene una conexión articulada al edificio terminal. El extremo del lado del avión se mueve sobre una base articulada con movimiento pleno que se acciona eléctricamente. En la figura 18.27*c* se muestra el estacionamiento paralelo con pasillos telescópicos que atienden las puertas delanteras y traseras del avión. Las aeronaves que se estacionan con cierto ángulo pueden usar un pasillo telescópico simple, como se muestra en la figura 18.27*d*. En ambos casos el avión puede rodar para entrar o salir de la posición. (Por lo común se remolcan los aviones de fuselaje ancho desde sus posiciones de estacionamiento.)

Los *equipos de carga por la nariz* mostrados en las figuras 18.27*e* y *f* permiten que el avión se mueva en la posición de estacionamiento, pero debe ser jalado

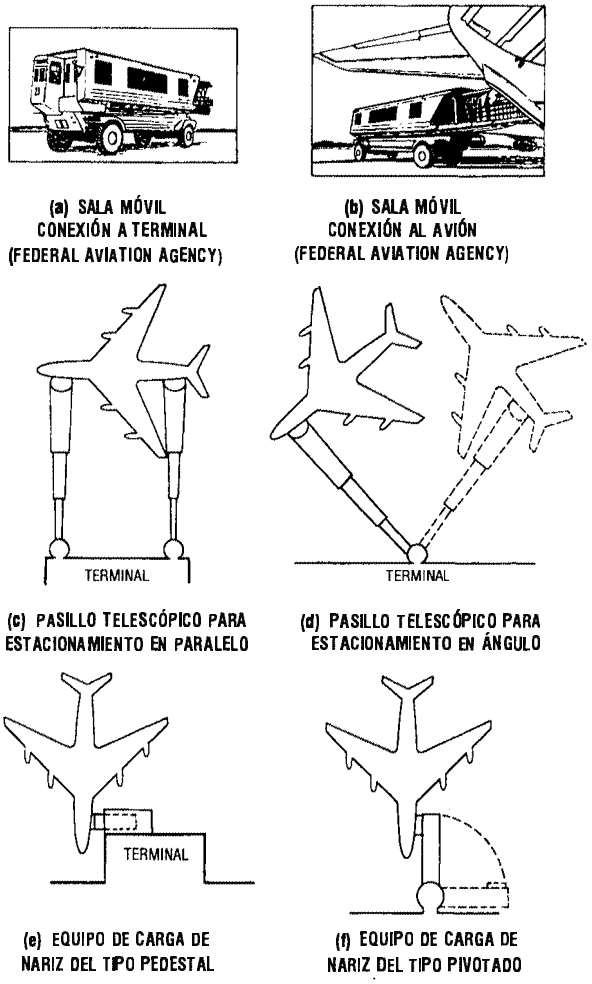


Figura 18.27 Dispositivos utilizados para llevar y traer pasajeros de los aviones a las salas de aeropuertos.

fuera de la posición. El descenso de pasajeros es más rápido con equipos de carga por la nariz, pero el ascenso es más lento.

En la figura 18.27*e*, un equipo ajustable de transferencia, suspendido de una saliente del lado de afuera de la terminal, se mueve sólo unos cuantos ft hacia el avión. El equipo de carga por la nariz que se ilustra en la figura 18.27*f* está pivotado en la terminal y soportado sobre ruedas motorizadas del lado del avión. Cuando no se usa, este equipo se guarda lo más cerca posible a la pared de la terminal y puede girar a la posición de conectar con la puerta del avión. Por experiencia se sabe que el avión puede colocarse con precisión en la posición de estacionamiento de manera que no se necesiten ajustes complicados.

El equipo de pedestal (Fig. 18.27*e*) es el menos costoso; pero el tipo articulado puede servir (Fig. 18.27*f*) a una mayor variedad de aviones, puesto que puede servir para una variedad de alturas de avión, debido a su mayor longitud de rampa.

Otros tipos de equipos para transferencia de pasajeros incluyen las banquetas móviles en pasillos y otros lugares donde es factible; los sistemas de transporte horizontal que conectan terminales unitarias y satélites, y sistemas similares que pueden prestar servicio en posiciones individuales de carga para mantener en un mínimo las distancias que hay que caminar.

18.15.3 Diseño del edificio de una terminal

El elemento clave de cualquier distribución de una terminal es el edificio de ésta. En tamaño, puede ser pequeño para aeropuertos con poca actividad, o grande y complejo en terminales del sistema primario.

La terminal debe planearse para atender el número de pasajeros de las horas pico que se prevé para los siguientes 10 años. La flexibilidad y la posibilidad de ampliaciones son requisitos de la máxima importancia.

El edificio terminal debe proporcionar un flujo continuo de pasajeros desde los estacionamientos hasta el avión. Los pasajeros deben tener la posibilidad de estacionarse, o salir de un taxi, autobús o limosina en un punto cercano a la zona de boletaje y documentación. El equipaje se registra en este punto. Después, los pasajeros pasan al avión a través de una sala de espera en donde debe haber sanitarios, teléfonos, establecimientos comerciales y servicio de restaurante. Antes de abordar, debe haber un espacio en donde revisar documentos de los pasajeros para abordar el vuelo programado.

Los pasajeros que descienden del avión van directamente de éste al lugar de entrega de equipaje, y luego pasan a un taxi, autobús, limosina o a su automóvil estacionado. Los mostradores de renta de automóviles deben estar cerca del lugar de entrega de equipaje y debe haber teléfonos y sanitarios en la cercanía.

Los visitantes deben disponer de terrazas de observación. La necesidad de comercios, restaurante y espacio para oficinas varía en cada lugar. En los aeropuertos grandes se desarrollará, obviamente, un mayor potencial de comercios.

Las instalaciones de aerolíneas incluyen oficinas y mostradores de boletaje y documentación de equipaje (en general con el equipaje manejado mecánicamente a partir de los mostradores de documentación) y espacio operacional en la posición de abordaje. El equipaje que se descarga debe estar disponible para los pasajeros en un lugar apropiado, ya sea que se entregue a mano en un lugar especial o mecánicamente por medio de bandas, carruseles o algún otro medio.

En terminales de aerolíneas pequeñas, toda la operación se realiza en un solo nivel. Las terminales grandes tienden a tener pasillos elevados para que los pasajeros que van a salir entren a la terminal en un segundo nivel y aborden su avión al mismo nivel general por medio de un equipo de carga. Los pasajeros que llegan salen del avión en el segundo nivel y bajan al nivel del piso para recoger su equipaje y abordar su transportación terrestre. Existen muchas variantes de este esquema, pero el modelo es el mismo.

El alojamiento de las oficinas de control de tráfico aéreo, así como las instalaciones meteorológicas, varía de un lugar a otro. Hay la tendencia de ubicar estas instalaciones gubernamentales en estructuras separadas, fuera de la terminal, pero más cerca de la actividad general de la aviación. No hay un modelo fijo. La necesidad de tal espacio en el edificio terminal varía de un lugar a otro.

18.16 Caminos de acceso

En la elaboración de un proyecto de una terminal, el ingeniero debe reconocer la importancia del acceso

por medio de vehículos. El terreno debe estar localizado de manera que se obtenga la mayor ventaja posible de las autopistas u otras carreteras existentes o planeadas, para hacer expedito el transporte terrestre al aeropuerto.

Dentro del aeropuerto, el sistema de caminos de acceso debe proporcionar una conexión entre la terminal y las mejores rutas a la población. El sistema también debe incluir los caminos de intercomunicación entre las diversas instalaciones del aeropuerto. Es conveniente la separación del tráfico de pasajeros y el comercial, así como la separación del tráfico de usuarios, espectadores y empleados.

18.17 Hangares

El tamaño de los hangares depende de las dimensiones y número de aeroplanos a los que se vaya a prestar servicio. Los aeropuertos de aviación general tienen usualmente uno o más hangares de servicio para varios aviones y a los que se les hacen trabajos de reparación y mantenimiento. Estos hangares se completan con grupos de hangares T, que dan alojamiento individual a los aviones, si se desea. En los aeropuertos grandes, la tendencia es hacia hangares en voladizo, capaces de alojar el avión más grande.

En la tabla 18.10 se dan el peso bruto, envergadura, longitud y altura de aviones que se producen en versiones pequeña, mediana y grande. Los grandes aviones a chorro cada vez son más grandes, con aumentos de fuselaje de más de 30 ft y con pesos brutos que superan las 350 000 lb. Los aviones supersónicos superan la longitud y el peso de los aviones a chorro extendidos. Un modelo mide 300 ft de largo, con envergadura de 120 ft y un peso bruto de 500 000 lb. Los hangares que prestan

TABLA 18.10 Datos físicos para aviones seleccionados

Nombre y modelo	Peso bruto, lb	Envergadura	Longitud	Altura
Monomotor, hélices				
Beech Bonanza	3125	33ft5in	25ft2in	7ft7in
Cessna 210	2900	36ft7in	27 ft 9 in	8ft8in
Piper Saratoga	2900	36ft0in	24 ft 11 in	7 ft 3 in
Multimotor, hélices				
Aero Commander	8000	49 ft 0 in	35 ft 1 in	14 ft 6 in
Beech Super King Air	12 500	54ft6in	43 ft 10 in	15 ft 0 in
Cessna Conquest	9925	49 ft 4 in	39ft0in	13 ft 1 in
Piper Cheyenne	12 050	47 ft 8 in	43 ft 5 in	17 ft 0 in
Jets ejecutivos				
Lockheed Jetstar	35 000	54 ft 5 in	60 ft 5 in	20 ft 5 in
Grumman Gulfstream III	51340	68 ft 10 in	79 ft 11 in	24 ft 6 in
Learjet 25	13 300	35 ft 7 in	47 ft 7 in	12 ft 7 in
Rockwell Sabreliner	17 500	44 ft 5 in	43ft9in	16 ft 0 in
Transportes línea aérea				
Airbus A-300	330 700	147ft1in	175 ft 6 in	55ft6in
B-737-200	100 800	93 ft 0 in	100 ft 0 in	36ft9in
B-727-200	173 000	108 ft 0 in	153 ft 2 in	34ft0in
DC-9-30	109 000	93 ft 4 in	107 ft 0 in	27 ft 6 in
DC-8-63	358 000	148 ft 5 in	187 ft 5 in	43ft0in
B-747	775 000	195 ft8 in	229 ft 2 in	64ft8in
B-757	225 000	124 ft 10 in	155 ft 4 in	45ft1in
B-767	350 000	156 ft 1 in	180 ft4 in	52 ft 7 in
L-1011	432 000	155 ft 4 in	178 ft 8 in	55 ft 10 in
DC-10-30	555 000	161 ft 4 in	181 ft 11 in	59ft7in
MOC-MD-11	602 500	169 ft 10 in	201 ft 4 in	57 ft 10 in

servicio a tales aviones deben construirse con flexibilidad.

18.18 Edificios de carga y servicio

En muchos aeropuertos, la carga aérea se maneja a través del edificio de la terminal. En donde se han construido instalaciones separadas de carga, generalmente éstas se han localizado junto a las terminales. El tamaño y tipo de instalaciones de carga varía según las necesidades del lugar. La mayor parte consiste en estructuras largas y bajas con plataformas para camiones por un lado y estacionamientos de aviones por el otro. El nivel del camino del lado de camiones debe bajar para que el piso quede a la altura del piso del camión y facilitar la carga y descarga.

Estos edificios separados de carga cuentan con instalaciones no solamente para manejar la carga en forma directa hasta dentro del avión que se encuentra en la plataforma adyacente, sino también con instalaciones para clasificar los embarques de carga pequeños que se transportan a la terminal en carros pequeños y colocados a bordo de aviones de pasajeros.

En aeropuertos pequeños la carga se maneja en el edificio terminal y se transporta sólo en aviones de pasajeros.

En la mayor parte de los aeropuertos con servicio regular de pasajeros se requieren servicios de rescate y extinción de incendios. Deben ubicarse en un lugar que tenga fácil acceso a todas las partes del aeropuerto. Otros edificios o construcciones que pueden necesitarse son plantas de calefacción, servicios públicos, mantenimiento, almacén de equipo, equipo eléctrico y subestación.

18.19 Alumbrado de un aeropuerto

El alumbrado de un aeropuerto proporciona iluminación para mantener aprovechables todas las instalaciones a cualquier hora del día. El alumbrado, encendido normalmente desde el oscurecer hasta el alba, ayuda a localizar e identificar el aeropuerto, señala las áreas utilizables y suministra guía a aviones en movimiento.

El alumbrado básico consta de faros, indicador iluminado de viento, luces de pistas o de franja y luces de obstrucción, si son necesarias. En la figura 18.28 se ilustra el alumbrado básico de un pequeño aeropuerto. El equipo y los sistemas de alumbrado aeroportuario están sujetos a modificación considerable en concepto y diseño. Deben seguirse las más recientes recomendaciones y prácticas de la Federal Aviation Administration.

Faro de aeropuerto ■ Es una luz giratoria de doble cara situada en el aeropuerto o cerca de él y visible desde distancias considerables. La codificación adecuada del color de las dos lentes del faro identifican el aeropuerto como un sistema sin alumbrado (ambas lentes claras), o equipado con luces de pistas, encendido o utilizable fácilmente (claro y verde).

El faro puede colocarse sobre una estructura o sobre una torre normalizada de faro. Los haces luminosos del mismo se apuntan ligeramente sobre la horizontal y deben librar sin dificultad todos los árboles y obstrucciones que se encuentren en la cercanía.

Luces de obstrucción ■ Estas luces rojas señalan objetos que penetran las superficies de aproximación, horizontales y cónicas (Fig. 18.1). Las luces de obstrucción, tanto las intermitentes como las de encendido continuo, pueden aprovecharse usándolas de acuerdo con las necesidades. Las posiciones de las luces dependen de la obstrucción y su localización respecto del aeropuerto.

Indicador de viento ■ Se necesita en todo tiempo información acerca del viento, para permitir que una nave seleccione la pista o franja de aterrizaje más favorable para el aterrizaje o despegue. El indicador más sencillo es un cono de viento, que es un cilindro de tela que gira libremente y proporciona información acerca de la dirección y velocidad del viento. En aeropuertos más grandes la información para aterrizaje se hace con una "te" de viento. El cono y la "te" deben iluminarse para que proporcionen información durante las horas de oscuridad.

8.19.1 Luces de pista

Son luces ligeramente elevadas y de baja intensidad luminosa, para destacar los bordes de pistas pavimentadas o para definir franjas de aterrizaje sin pavimentar. Los aeropuertos más pequeños tienen

luces montadas sobre estacas. En aeropuertos grandes, las luces se montan sobre bases pesadas o pequeñas bóvedas de metal o de concreto. La bóveda contiene el transformador aislador para cada una de las lámparas, o bien, el transformador se entierra a un lado a lo largo de la luz de pista. La parte superior de bases y bóvedas están al ras con la superficie del pavimento.

Las luces se colocan a cada 200 ft longitudinalmente y están por lo general a 10 ft del borde del pavimento (Fig. 18.28). Se alimentan por medio de cables subterráneos, enterrados directamente o en ductos.

Las **luces de intensidad media de pista** se usan en pistas no instrumentales y son adecuadas para operaciones visuales. La intensidad se controla por medio de un regulador de cinco pasos, de modo que puede usarse la intensidad mínima con buen tiempo. Las luces tienen lentes Fresnel para distribuir en forma óptima la luz.

Las **luces de alta intensidad de pista** se usan en pistas equipadas para aterrizajes instrumentales o designadas como pistas para aterrizajes instrumentales por la Federal Aviation Administration. Estas luces concentran haces poderosos de luz a lo largo del eje longitudinal de una pista, en ambas direcciones. La intensidad se controla de manera que la guía que proporciona sea adecuada sin que deslumbre.

Luces de umbral ■ El extremo efectivo de cada pista se indica por medio de luces de pista (de intensidad media o alta) con lentes verdes. Estas luces se colocan dentro de la pista y atrevesándola para señalar su extremo real, o por la parte de afuera, lateralmente, más allá de los bordes de la pista, en el caso de umbrales desplazados. Se acostumbra colocar luces de umbral en los extremos reales de la pista (Fig. 18.28), excepto cuando el libramiento de obstáculos en las aproximaciones obliguen a ubicar el umbral hacia dentro del extremo real.

Luces dentro de pista ■ El uso de instalaciones de aproximación de precisión para lograr mínimos meteorológicos más bajos requieren gran cantidad de equipo electrónico en las naves, las mejores ayudas a la navegación de acuerdo con la

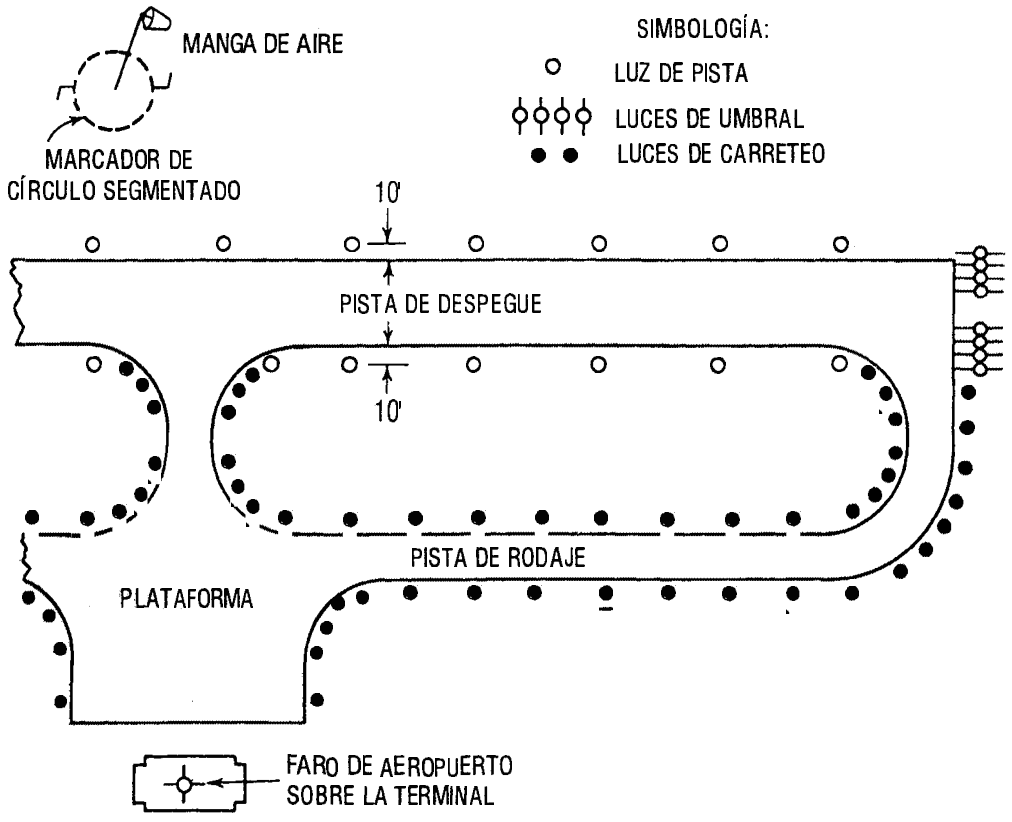


Figura 18.28 Distribución básica del alumbrado aeroportuario.

FAA, luces de pista de alta intensidad y, además, iluminación "dentro de la pista". Esta última consiste en luces de eje de pista y luces de zona de toma de contacto. El alumbrado de los ejes de las salidas hacia los rodajes es deseable, puesto que ayudan al avión a despejar la pista durante clima muy malo.

Las **luces de eje de pista** (Fig. 18.29) consisten en lámparas instaladas a intervalos uniformes a lo largo del eje de una pista para proporcionar una referencia luminosa de umbral a umbral. Las luces se espacian a intervalos de 50 ft. Las lámparas se instalan en agujeros poco profundos perforados en el pavimento y se alimentan por medio de cables en ranuras de ¼ in de ancho y cortadas con sierra a una profundidad de 1 in. Los transformadores aisladores se colocan a los lados de la pista.

Las **luces de la zona de contacto** consisten (Fig. 18.29) en 30 hileras de barras transversales de luces a intervalos de 100 ft. Cada hilera contiene dos barras. Puestas a 30 ft a cada lado del eje de pista, y cada barra consiste en 3 luces separadas 5 ft entre sí, al ras de la superficie del pavimento y alineadas en forma perpendicular al eje de pista.

Las lámparas son luces de alta intensidad instaladas en el pavimento y alimentadas a través de cables entubados o cementadas dentro de agujeros poco profundos, perforados en el pavimento y alimentadas a través de un cable instalado en juntas cortadas. Hay una gran variedad de lámparas.

18.19.2 Alumbrado de pistas de carreteo

Un aeropuerto con pistas de rodaje pavimentadas debe tener luces guía, si existe tráfico importante

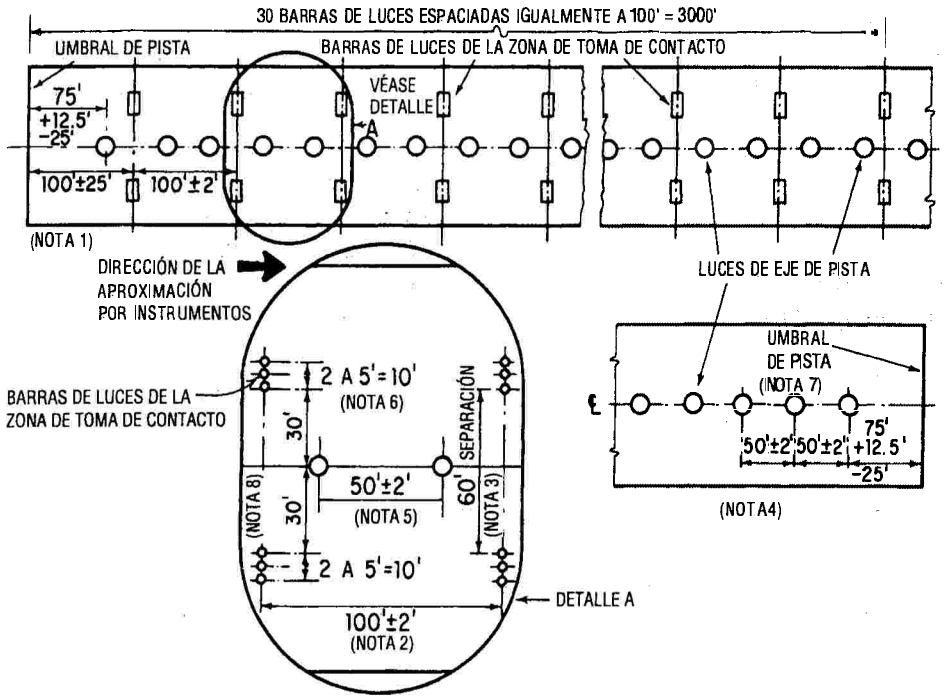


Figura 18.29 Diseño de alumbrado para la zona de toma de contacto en la pista y las luces de eje de pista. NOTAS: (1) En caso de juntas en lugares poco comunes en el pavimento de concreto, el primer par de barras de luces puede localizarse de 75 a 125 ft del umbral. (2) La tolerancia longitudinal no debe excederse de 2 ft. (3) La distancia entre barras puede reducirse a 55 ft si la construcción así lo exige. (4) La tolerancia longitudinal de instalación para lámparas individuales no debe exceder de 2 ft. (5) Las luces de eje no necesitan estar alineadas con las barras transversales de luces. (6) El espaciamiento uniforme máximo de las luces es de 5 ft de centro a centro. (7) Las luces de eje pueden localizarse hasta a 2 ft del eje de pista, para evitar juntas. (8) Los pares correspondientes de barras transversales de luces deben colocarse perpendicularmente al eje de pista. (*Federal Aviation Administration.*)

por las noches. Las luces de pistas de rodaje son similares a las de intensidad media de borde de pista, excepto que están equipadas con lentes azules. Se colocan a lo largo de los bordes de las pistas de rodaje para destacar las áreas pavimentadas útiles (Fig. 18.28). El espaciamiento longitudinal varía con la configuración de las pistas de maniobras.

Señales guía de pistas de rodaje ■ Son indicadores direccionales iluminados internamente y colocados a poca altura sobre la superficie del terreno. Proporcionan guía abreviada en los extremos de las pistas, en las plataformas de estacionamiento de naves en terminales, en hangares y en otros lugares del aeropuerto. La necesidad de ellas depende del volumen de tráfico y la complejidad de la distribución del aeropuerto así como sus posibilidades de desarrollo.

La **iluminación de salida de pista de rodaje** (Fig. 18.30) consiste en luces instaladas a lo largo del eje de una pista de rodaje de salida para una velocidad de operación relativamente alta e indicar la trayectoria de salida. Las luces se espacian a cada 50 ft. Las lámparas son similares a las empleadas en el eje de pista.

18.19.3 Control de alumbrado del aeropuerto

Todas las luces del aeropuerto deben controlarse desde un solo tablero, fácilmente accesible a un operador. En aeropuertos pequeños, un juego de reguladores construido dentro del mismo gabinete proporciona una solución simple para el alumbrado básico. Los controles automáticos (interruptores fotoeléctricos o de tiempo astronómico) pueden usarse en donde sea factible tener un operador para proporcionar el servicio, o para faros remotos, las luces de obstrucción u otro equipo en donde las líneas directas para el control no sean económicamente factibles.

En aeropuertos con instalaciones más complejas, se coloca equipo de control por relé en una bóveda de transformador y las luces se controlan a distancia desde la torre de control de tráfico del aeropuerto u otra fuente central. La fuente de control remoto debe tener un tablero adecuado de control, usualmente montado en la consola de la torre de control, y debe contener interruptores para el control del circuito y su brillantez.

18.20 Fuente de energía eléctrica del aeropuerto

El suministro de energía eléctrica a un aeropuerto para uso general, así como para el alumbrado aeroportuario, requiere un cálculo y un estudio adecuado de las necesidades de energía. Por lo general, es conveniente una segunda fuente para confirmar la seguridad del sistema de alumbrado. La seguridad general de la energía proveniente de fuentes comerciales determinará la posible necesidad del equipo de emergencia.

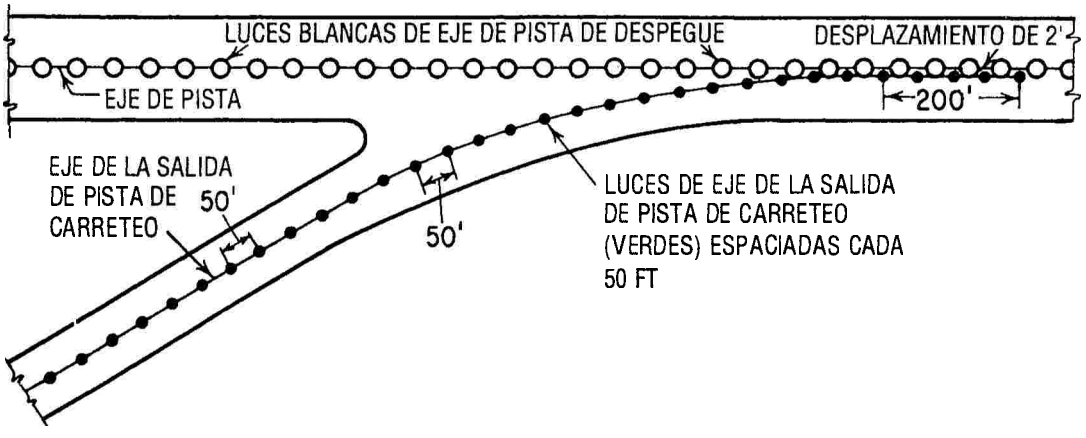


Figura 18.30 Alumbrado de una salida de pista de rodaje de radio amplio. Puede ser necesaria una tolerancia longitudinal para evitar juntas de pavimento rígido. (*Federal Aviation Administration.*)

Conductos de cables eléctricos ■ En la elaboración de un plan maestro para aeropuerto, el suministro de conductos para cables eléctricos que cruzan bajo las áreas pavimentadas debe estudiarse en forma cuidadosa. Los diversos sistemas de alumbrado deben diseñarse con detalle para determinar el tendido de cables. Debe estudiarse todo el alumbrado que se contemple como necesidad esencial.

La Federal Aviation Administration debe ser consultada respecto a los detalles que se le soliciten acerca de todas las instalaciones, de manera que se puedan incorporar todos los requisitos de cableado al plano de los conductos.

Cuando las pistas de aterrizaje, de rodaje o plataformas para estacionamiento de naves están pavimentadas, debe tenerse cuidado para asegurar que se han instalado todos los conductos eléctricos adecuados, para evitar costosas adaptaciones o cortes en los pavimentos en el futuro. En todos los casos deben instalarse algunos conductos de reserva.

18.21 Señalización de un aeropuerto

Además del alumbrado del aeropuerto, la señalización de los servicios ayuda a la guía diurna y nocturna y facilita las operaciones en tiempo de visibilidad restringida. En EU la Federal Aviation Administration tiene normas nacionales que deben observarse.

El señalamiento básico en un aeropuerto consiste en una señal circular segmentada (Fig. 18.28) y un indicador de viento; la primera se coloca exactamente en el límite exterior del área útil de aterrizaje. Esta señal identifica un aeropuerto y proporciona una localización central para esos indicadores, cuando existen en ese aeropuerto.

La señal es un círculo abierto, de 100 ft de diámetro, en cuyo centro se halla un cono de viento. Sin embargo, puede usarse una "te" como indicador de la dirección de aterrizaje.

Las extensiones radiales fuera del círculo de 100 ft muestran la orientación de las franjas o pistas de aterrizaje. La prolongación de los radios a izquierda o derecha indican el modelo de tráfico del aeropuerto.

Las obstrucciones deben marcarse para su máxima visualización durante el día. Otra señalización debe incluir la numeración y aplicación de franjas de las pistas de aterrizaje para su normal identificación, franjas en las pistas de rodaje, señalización de las áreas que no se pueden usar y la señalización especial para la pista, de modo que se faciliten las operaciones cuando haya escasa visibilidad.

18.22 Sistemas de combustible

Independientemente del volumen de tráfico que haya en un aeropuerto, debe contarse con algún sistema de abastecimiento de combustible para los aviones. El sistema más simple en un aeropuerto pequeño es un tanque bajo tierra y un aparato distribuidor elevado, no diferente de una gasolinería común. Este sistema, proporcionado usualmente por una compañía petrolera, requiere que el avión ruede hasta la estación de abastecimiento (Fig. 18.25*a*).

En general, sólo se dispone de un tipo de combustible. Cada tipo y calidad adicional de combustible requiren una instalación por separado.

Los aeropuertos con un volumen mediano de tráfico normalmente usan carros cisterna que se abastecen en las estaciones locales, si el tráfico es bajo, y en tanques de almacenamiento del aeropuerto si existe un volumen suficiente de tráfico. Los aeropuertos más activos requieren combustible en tales cantidades que el suministro, almacenaje y distribución llegan a ser problemas especiales y complicados.

Suministro de combustible ■ Según las necesidades generales de combustible, junto con las condiciones locales, el combustible será suministrado al aeropuerto por medio de camiones cisterna desde fuentes locales; por medio de ferrocarril o barco desde refinerías o grandes fuentes de almacenamiento; directamente por tubería, o diversas combinaciones de los anteriores. Cuanto mayor sea el volumen de tráfico, más variados serán los tipos de combustibles necesarios.

Aun en grandes aeropuertos, donde llegan por tubería grandes cantidades de cierto tipo de combustible, la demanda de otra variedad es tan baja que para ella se emplea el suministro por medio de camiones cisterna. Es necesario pronosticar la demanda de los diversos tipos de combustible, para determinar las fuentes de disponibilidad de los mismos y estudiar todos los métodos posibles de suministro, como requisito previo del diseño de un sistema de abastecimiento de combustibles en un aeropuerto.

Almacenamiento de combustible ■ El sistema de almacenamiento en un aeropuerto debe atender cada tipo de combustible que se utilice. La práctica normal es mantener separados los combustibles. La capacidad de cada tipo debe ser adecuada para dar cabida a las necesidades de varios días.

Los abastecimientos de combustible deben ser flexibles. Debe haber lugar para que los camiones descarguen y el combustible pueda enviarse a su depósito. Aun donde los camiones tanque no constituyen la fuente principal de suministro al aeropuerto, ese lugar para ellos debe ser adecuado para el suministro de la demanda completa en caso de emergencia, por lo que la capacidad de bombeo debe diseñarse conforme las necesidades lo dicten. La misma capacidad de bombeo puede usarse para el abastecimiento por ferrocarril o por barco.

El suministro por medio de tubería no requerirá normalmente capacidad de bombeo, puesto que el combustible puede ser transferido a presión hasta los tanques de almacenamiento. Debe contarse con un tanque de desperdicio para los tipos cambiantes de combustible sin que afecte la integridad de éstos.

Los tanques de almacenamiento deben estar interconectados para intercambiar o transferir combustible dentro de la zona de almacenamiento y ser adecuados para manejar combustibles empleados por los modernos aviones a chorro. En general, se cuenta con algún medio para suprimir explosiones, o bien, los tanques tienen cubiertas flotantes. El sistema de almacenaje debe ser de fácil ampliación o modificación.

Transferencia de combustible ■ El combustible se bombea desde los tanques de almacenamiento, a través de separadores con filtro, hasta las fosas, hidrantes o zonas de carga de camiones tanque, ya sea directamente o a través de zonas de almacenaje satélites. Si la distancia es grande, el número y dimensiones de las tuberías de transferencia puede reducirse si se introduce una o más zonas de almacenaje satélite.

Es común tener una zona satélite separada para cada usuario o grupo de usuarios. Las bombas llevan el combustible desde el almacenaje satélite, a través de los separadores con filtro, hasta las fosas, hidrantes o camiones tanque.

Alimentación de combustible ■ Los sistemas de fosas y camiones tanque se emplean para suministrar combustible de baja capacidad. La alimentación de combustible de alta capacidad se logra por medio de hidrantes y carros con mangueras.

Los *sitios para camiones tanque* sirven como puntos de carga para camiones que alimentan desde éstos directamente a los tanques de combustible del avión, a través de separadores con filtro.

Las *fosas* contienen bombas de refuerzo, separadores con filtro y mangueras enrolladas que alimentan directamente el combustible al tanque del avión, en forma semejante a como lo hacen los camiones.

Los *hidrantes* proporcionan una conexión rápida a los carros con magueras. Éstos son vehículos motorizados con separadores con filtro y reguladores de presión para alimentar combustible a alta velocidad, bajo presión, a través de la toma bajo el ala.

18.23 Control de tráfico aéreo

Los aeropuertos se construyen por iniciativa de las comunidades locales; pero el control del tráfico aéreo es una función del gobierno federal. Es común que las instalaciones de control de tráfico aéreo se hagan con fondos federales.

Algunos servicios auxiliares, como las luces de pista de alta intensidad y el alumbrado dentro de la pista, son responsabilidad de la comunidad local que posee el aeropuerto. Los servicios que proporcionan guía a lo largo de la ruta aérea y ayudan a la transición de ésta a tierra, son usualmente instalados sin participación local. La Federal Aviation Administration tiene criterios basados en los volúmenes de tráfico, que se usan para ubicar instalaciones específicas de control en un aeropuerto. En las subsecciones 18.23.1 a 18.23.3 se proporciona información general concerniente a la localización e instalación, pero quien diseña debe ponerse en contacto con la FAA para las revisiones últimas.

(*Airport Design Requirements for Terminal Navigation Aids*, Federal Aviation Administration.)

18.23.1 Sistemas de aterrizaje por instrumentos (ILS)

El ILS (*instrument landing system*) es un medio electrónico que proporciona información tridimensional en la parte final de la aproximación de un aeropuerto, para permitir que un avión vuele hacia la pista de aterrizaje con seguridad, aun con mal tiempo. El sistema consta de un localizador (radio-

guía) de trayectoria de planeo, marcador (radiobaliza) exterior y baliza de aproximación.

El equipo **localizador** proporciona un haz electrónico hacia el eje proyectado de la pista para proporcionar guía lateral. El equipo está normalmente instalado 1000 ft más adelante del extremo de la pista opuesto a la dirección de la aproximación. La zona entre el extremo de la pista y el localizador debe ser llana, y dentro de un área circular de 500 ft a partir del localizador no debe haber árboles, edificios, caminos o cercas.

La **referencia de trayectoria de planeo** es transmitida desde un equipo localizado entre 400 y 600 ft a un lado del eje de la pista y de 750 a 1250 ft a partir del extremo de la aproximación. Es necesaria un área llana en una distancia considerable frente a la unidad de trayectoria de aproximación, para asegurar la estabilidad y la precisión de las emisiones electrónicas.

El equipo **marcador exterior** o **radiobaliza** se localiza de 4 a 7 millas del aeropuerto en la prolongación del eje de pista. Las señales del marcador externo indican la distancia desde el extremo de la pista.

El equipo **marcador medio o baliza de aproximación** envía señales que indican un punto alrededor de 3500 ft del extremo de la pista.

(*Airport Design Requirements for Terminal Navigation Aids*, Federal Aviation Administration.)

18.23.2 Sistemas de luces de aproximación

Éste es un sistema de luces de alta intensidad, que se extiende hacia afuera del extremo de la aproximación a lo largo de la prolongación del eje de pista. Proporciona referencia visual a la pista instrumental durante la transición de vuelo por instrumentos a vuelo visual.

El sistema consiste en barras horizontales de luces de alta intensidad de 12 ft espaciadas en forma longitudinal a cada 100 ft y por una distancia de 1400 ft a 3000 ft. Cada barra contiene, además, una luz de destello de descarga de condensador. Estas luces destellan en secuencia hacia la pista.

Es conveniente una zona de 400 × 3200 ft para instalar el sistema de luces de aproximación. Las luces se colocan sobre pilares o torres, según se requiera, para proporcionar una línea luminosa uniforme en una pendiente que no exceda el 2% hacia arriba, a partir del extremo de la pista, o una pendiente del 1% hacia abajo.

Luces identificadoras de extremo de pista ■ Este sistema consiste en un par de luces de destello sincronizadas, localizadas a cada lado del umbral de aterrizaje de la pista y viendo hacia la zona de aproximación. Las luces se colocan 40 ft hacia fuera de las luces de borde de pista. El propósito de las luces de destello es proporcionar una identificación rápida y eficaz del extremo de aproximación de una pista particular.

Indicador de precisión de trayectoria de aproximación ■ Éste es un sistema de indicación visual de trayectoria, diseñado para proporcionar visualmente la misma información que la de una unidad electrónica de trayectoria. Normalmente, se instalan cuatro luces en fila a 1000 del umbral de la pista. Las luces se instalan a 50 ft de los bordes de la pista.

Las unidades luminosas tienen haces de luz elevados de manera que se indique una pendiente o trayectoria específica de aproximación, por medio de una adecuada combinación de luces rojas y blancas. La pendiente de aproximación puede establecerse para librar una obstrucción específica o para facilitar los procedimientos de abatimiento del ruido.

(*Airport Design Requirements for Terminal Navigation Aids*, Federal Aviation Administration.)

18.23.3 Otros controles de tráfico aeroportuario

El **radar de vigilancia** controla el tráfico dentro de una distancia considerable a partir del aeropuerto, aproximadamente la misma que cubre la torre de control del aeropuerto. No hay problemas raros de ubicación.

El **sistema de radar para aproximación de precisión** se utiliza para monitorear o controlar el tráfico que se aproxima a la pista por instrumentos. Se localiza a lo largo de la pista por instrumentos de 400 a 750 ft del eje de la pista.

El radiofaro omnidireccional VOR de terminal es un aparato similar al de navegación de omnidireccional visual normal, VOR (VHF omnidireccional). Cuando se coloca en un aeropuerto, debe haber una zona despejada de 1200 ft en todas direcciones,

para asegurar que se indica el curso azimutal verdadero.

El **transmisómetro** es un aparato que proporciona información sobre mediciones de visibilidad para la zona de toma de contactos de la pista. La instalación se localiza a un poco más de 400 ft del eje de la pista con sistemas de aterrizaje por instrumentos.

La Federal Aviation Administration suministra las **torres de control de tráfico aeroportuario** en los lugares que requieren nuevas torres. La torre de control debe localizarse en un punto desde el cual sean visibles todas las pistas y plataformas. Los requisitos varían para cada aeropuerto; por ello deben consultarse con la FAA.

El **equipo aeroportuario de detección de superficie** comprende un sistema de radar que permite observar el tráfico terrestre de aeronaves. Usualmente está colocado sobre la torre de control de tráfico del aeropuerto.

(*Airport Design Requirements for Terminal Navigation Aids*, Federal Aviation Administration.)

18.24 Helipuertos

Los helicópteros de uso civil varían por su tamaño, número de rotores, número de motores y peso total. Los helicópteros pequeños generalmente emplean un solo rotor para elevarse y para el control lateral, y un rotor vertical de cola para el control de viraje o guiñada. Los helicópteros civiles grandes tienen un solo rotor principal y un rotor vertical de cola, o dos rotores principales localizados en tándem a lo largo del eje longitudinal del helicóptero. Existen otras configuraciones potenciales, como rotores principales de acción engranada, colocados en forma perpendicular al eje principal, y diversos modelos de aparatos de elevación vertical y naves convertibles que pueden despegar verticalmente y, por medio de geometría variable del avión, volar horizontalmente con velocidades mayores de las que son posibles para un helicóptero.

Los helicópteros se elevan verticalmente unos cuantos ft sobre la superficie del helipuerto cuando despegan. Luego aceleran hacia arriba y hacia adelante en una trayectoria inclinada hasta alcanzar cierta velocidad y continúan el vuelo a la altitud de crucero en ruta.

El aterrizaje requiere una aproximación en una trayectoria inclinada hasta una posición de revoloteo estacionario a unos pocos ft sobre la superficie del helipuerto. Luego, el aparato desciende verticalmente a un punto seleccionado de aterrizaje. El vuelo lateral puede realizarse con facilidad durante la maniobra de aterrizaje, de manera que el helicóptero aterrice en una posición precisa. La capacidad para operar verticalmente permite al helicóptero aterrizar y despegar usando áreas sólo un poco mayores que sus propias dimensiones.

18.24.1 Clasificaciones de helipuertos

Los helipuertos, como se describen en la circular 150/5390-2A de asesoramiento de la FAA, se clasifican por su uso como privados, públicos (aviación general), públicos (transporte) y de hospitales. Los helipuertos para uso privado se construyen para uso exclusivo del propietario y persona que represente a éste. Los helipuertos de aviación general están destinados para dar espacio a personas, empresas y líneas de helicópteros de taxi aéreo; pueden contar con servicios regulares de pasajeros. Los helipuertos de transporte están destinados para líneas de transporte aéreo que proporcionan servicio con helicópteros grandes. Los helipuertos de hospitales están limitados a prestar servicio a helicópteros asignados al servicio de ambulancia aérea u otras funciones relacionadas con hospitales. Las plataformas para helicóptero (heliestaciones) son helipuertos con un mínimo de instalaciones de soporte, es decir, no cuentan con servicio de cobertizos, mantenimiento ni reabastecimiento de combustible.

Los helipuertos se construyen con base en un *helicóptero de diseño*, que es el helicóptero más grande que se espera utilice el helipuerto durante años futuros. Para helipuertos ubicados en aeropuertos, los helicópteros se clasifican como pequeños, medianos o pesados, para determinar la distancia entre instalaciones de aterrizaje.

Los helicópteros pequeños (hasta de 4 pasajeros) por lo general pesan hasta 6000 lb, miden de 30 a 40 ft, de 9 a 10 ft de alto y tienen diámetros de rotor de hasta 35 ft. Los helicópteros medianos tienen peso de despegue entre 6000 y 12 000 lb. Los helicópteros grandes para uso general pesan hasta 20 000 lb, transportan hasta 30 personas, miden de 65 a 85 ft de largo y 17 ft de alto, y tienen diámetros de rotor de hasta 55 ft. La mayor parte de los helicópteros pequeños utilizan tren de aterrizaje tipo de patines, pero los grandes utilizan trenes de aterrizaje con ruedas de configuración de tres o cuatro ruedas.

18.24.2 Zona final de aproximación y despegue

Aun cuando las consideraciones de planificación son las mismas para las diversas clasificaciones de helipuertos, los requisitos para características físicas difieren ligeramente. Los helipuertos tienen en común la zona final de aproximación y despegue (FATO, *final approach and takeoff area*), que es una zona libre de obstáculos para aterrizajes y despegues de helicópteros. La FATO puede estar en tierra, al nivel del agua o elevada, en un muelle o el techo de un edificio. Por lo menos una trayectoria despejada desde la FATO alineada con el viento prevaleciente debe permitir la aproximación y despegue de un helicóptero librando todo obstáculo (Fig. 18.31). Una FATO debe tener una dimensión mínima (longitud, ancho o diámetro) de 1.5 veces la longitud total del helicóptero de diseño. Si un helipuerto está a 1000 ft o más sobre el nivel medio del mar, debe considerarse el alargamiento de la FATO en la dirección de despegue. La FATO debe ser lisa. Las pendientes pueden variar desde 0.5% a un máximo de 5.0% para asegurar buen drenaje, pero no deben rebasar de un 2% en ningún lugar donde se espere que aterrice un helicóptero.

La FATO debe estar rodeada por una zona de seguridad, libre y sin objetos que pudieran ser golpeados por el rotor principal o el de cola, o que puedan atorarse en los patines de un helicóptero que llegue o salga. El ancho de esta zona, medida hacia fuera desde la FATO, debe medir por lo menos un tercio del diámetro del rotor, pero no menos de 20 ft.

18.24.3 Zona de aterrizaje y despegue

Una FATO debe contar con una zona de aterrizaje y despegue (TLOF, *touchdown and liftoff area*) con una superficie pavimentada o dura, de preferencia centrada en la FATO. El diámetro de la TLOF debe ser por lo menos el del rotor del helicóptero de diseño. (Cuando toda la FATO soporta carga, puede no ser necesaria una TLOF identificable.)

Para helipuertos a nivel del suelo, la superficie de la TLOF debe ser de concreto-cemento portland; también se puede usar una superficie de concreto asfáltico, pero deben tomarse medidas por la posibilidad de que se formen raíces bajo las ruedas o patines de helicópteros debido a las condiciones de clima cálido, o las repetidas cargas de helicópteros que aterrizan y se estacionan. (Se sospecha que las raíces son posible causa de algunos incidentes de volcaduras). Los pavimentos deben estar diseñados para soportar 1.5 veces el peso máximo del helicóptero de diseño. Deben tener un acabado rugoso (con escoba) para aumentar la seguridad de personas y helicópteros en la zona de aterrizaje y despegue (TLOF).

Una TLOF elevada también debe estar diseñada para soportar 1.5 veces el peso máximo de despegue del helicóptero de diseño. La TLOF puede ser construida de madera, metal, o concreto, pero por lo general es una combinación de acero y concreto. El gradiente de una TLOF elevada debe ser aproximadamente el mismo que el de una TLOF a nivel del suelo.

Cuando una TLOF está elevada más de 30 in sobre sus alrededores, debe construirse una red de seguridad o pedestal de 5 ft de ancho en lugar de barandilla. La red de seguridad debe tener una capacidad de carga de por lo menos 25 lb/ft^2. Normalmente, se instala con una ligera pendiente ascendente y hacia fuera de la TLOF con el borde exterior sobresaliendo 2 in o menos arriba de la TLOF.

Los ingenieros deben obtener información de los oficiales del edificio local sobre cargas de diseño para helipuertos elevados; sobre requisitos para extinción de incendios, así como almacenamiento, manejo y entrega de combustibles para aeronaves. También deben obtener información de la oficina de distrito aeroportuario más cercana de la FAA sobre requisitos de balizas y señales de helipuertos, indicadores de viento, iluminación de helipuerto y ayudas de navegación de aproximación que correspondan al tipo de helipuerto que se diseñe. La FAA también debe revisar impactos ambientales y compatibilidad de uso de suelos en la cercanía del helipuerto propuesto.

18.24.4 Trayectorias de aproximación y despegue

Todos los helipuertos para servicio público deben tener más de una trayectoria de aproximación y despegue. Una trayectoria debe estar alineada con el viento predominante durante operaciones en condiciones meteorológicas visuales (VMC, *visual meteorological conditions*). Otra trayectoria, si es práctica, debe estar alineada con los vientos prevalecien-

tes para operaciones en condiciones meteorológicas de vuelo por instrumentos (IMC, *instrument meteorological conditions*). Las trayectorias visuales de aproximación y despegue pueden curvarse para evitar objetos o zonas sensibles al ruido, o para utilizar el espacio aéreo sobre vías públicas como son autopistas y ríos (Fig. 18.31).

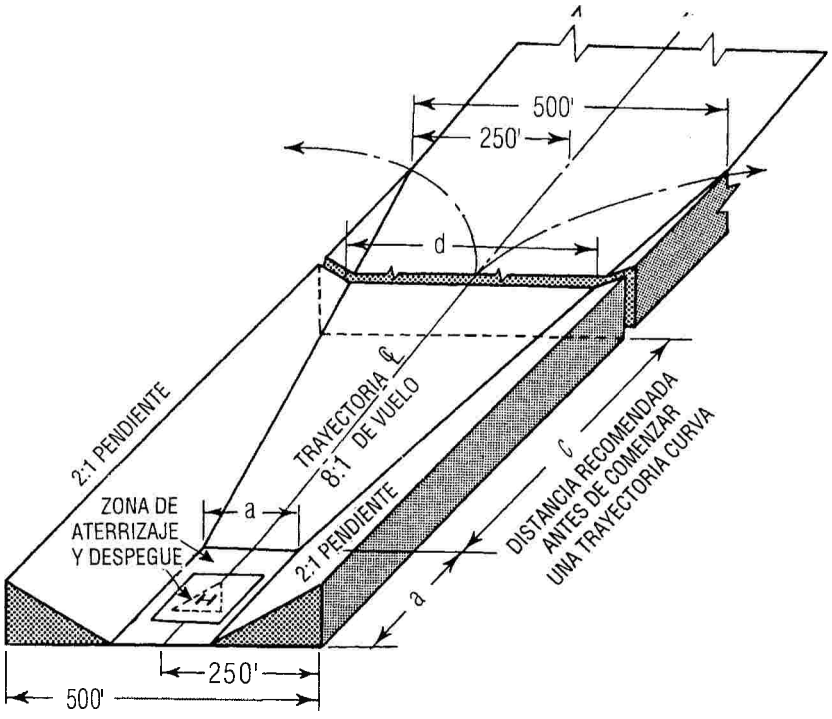
Una superficie de aproximación y despegue visual debe estar centrada en cada trayectoria de aproximación y despegue. Esta superficie debe apegarse a las dimensiones especificadas en la FAA Part 77, superficie de aproximación de helipuerto.

Las **trayectorias de aproximación y salida** se diseñan para ofrecer las mejores líneas de vuelo. En general es necesario tener por lo menos dos trayectorias de vuelo, separadas 180°, pero pueden estar separadas sólo 90°.

Las trayectorias en curvas son practicables, pero deben usarse con un mínimo de 300 ft de longitud de aproximación o salida en línea recta (Fig. 18.31). El radio del eje de una trayectoria en curva varía según las condiciones locales y el tipo de helicóptero. En general, sin embargo, el radio de la trayectoria curva debe ser por lo menos de 300 ft.

La trayectoria de aproximación y salida tiene el mismo ancho que el borde contiguo de la zona de aterrizaje y despegue, y se abre uniformemente a cada lado del eje hasta un ancho de 500 ft a la altitud de crucero. La pendiente de la trayectoria es 1 ft vertical por cada 8 ft longitudinalmente (8:1). Los objetos que sobresalgan de este plano inclinado se consideran obstrucciones.

Las **zonas de transición** son superficies situadas a lo largo de los límites laterales de la zona de aterrizaje y despegue y de aproximación y salida. Las superficies o "pendientes laterales" se extienden hacia afuera y hacia arriba a partir de los bordes del helipuerto y de aproximación y salida, hasta una distancia de 250 ft a partir del eje. La pendiente es 2:1 hacia arriba a partir del borde de la zona de



VISTA EN PERSPECTIVA DE LA TRAYECTORIA DE APROXIMACIÓN Y SALIDA

Figura 18.31 Dimensiones estándar para helipuertos y aproximaciones. La longitud y ancho *a* de una FATO debe ser por lo menos 1.5 veces la longitud total del helicóptero de diseño. La longitud *c* de la pista de aproximación y salida, el ancho *d* de la trayectoria de vuelo y el extremo ancho de la pista, y el radio de la trayectoria en curva deben ser cada uno de por lo menos 300 ft.

aterrizaje y despegue o a partir del borde del plano de aproximación y salida.

Los proponentes o propietarios de un helipuerto deben ser propietarios o controlar la propiedad bajo la superficie de aproximación y despegue, hacia afuera, hasta una distancia donde la superficie está 35 ft arriba del helipuerto.

18.24.5 Estacionamiento de helicópteros

Los helipuertos públicos, no designados como plataformas para helicóptero, deben tener una zona designada para estacionar helicópteros. El tamaño requerido para esta zona, o plataforma, depende del número de helicópteros a los que se vaya a dar acomodo. La distancia despejada desde cualquier parte de un helicóptero en su trayectoria planeada a otro helicóptero o cualquier objeto debe ser por lo menos un tercio del diámetro del rotor, pero no menos de 10 ft. Si un helicóptero debe virar más de 30° dentro de una posición de estacionamiento, el espacio libre del rotor de cola más allá de un tercio del diámetro del rotor o 10 ft, cualquiera que sea mayor, puede controlar las posiciones de ubicación o estacionamiento. Las plataformas de estacionamiento deben tener una dimensión mínima de 1.5 veces la longitud o ancho del tren de aterrizaje del helicóptero de diseño.

Las rutas de carreteo o rodaje deben enlazar con la FATO a la zona designada para estacionamiento de helicópteros. Deben estar diseñadas para dar 20 ft de espacio libre de las puntas del rotor a objetos o helicópteros estacionados para rodaje en revoloteo y 10 ft de espacio libre para rodaje en tierra. Las superficies pavimentadas de pistas de rodaje deben tener por lo menos el doble de ancho del tren de aterrizaje del helicóptero de diseño. Si la superficie no está pavimentada, debe ser tratada de alguna manera para evitar que el polvo y materias extrañas sean levantados por el viento del rotor de un helicóptero que haga maniobras de rodaje.

18.24.6 Disposición y diseño de un helipuerto

Un helipuerto puede situarse sobre el terrreno o en la parte superior de un edificio. Para mayor utilidad de los helicópteros, el lugar debe estar tan cercano como sea posible del local al que preste servicio. Debe contar con seguridad operacional, tener aproximaciones despejadas y ser compatible con el tráfico aéreo en la vecindad. Debe adecuarse a la planificación de la zona o región y no tener un impacto adverso en la comunidad.

Un helipuerto pequeño puede consistir solamente en un lugar diseñado para contener una zona de aterrizaje y despegue, sin mayor tratamiento (Fig. 18.32), o de instalaciones elaboradas con zona de aterrizaje pavimentada, plataformas de estacionamiento y servicio, terminal de helipuerto y estacionamiento de automóviles (Fig. 18.33).

Deben seguirse las prácticas normales de nivelación y drenaje del terreno. La acción del rotar de empuje hacia abajo de la operación del helicóptero requiere un mínimo una zona estabilizada para el aterrizaje y despegue. Es deseable una plataforma pavimentada para la toma de contacto.

Los lugares en tierra para helipuertos normalmente permiten una construcción menos costosa que los sitios en las azoteas de edificios, pero son difíciles de obtener en zonas congestionadas. Los lugares en azoteas suelen tener ventajas de accesibilidad y aproximaciones despejadas, que contrarrestan con las limitaciones de espacio, la dificultad para localizar áreas de aterrizaje de emergencia y la probable necesidad de reforzar la estructura. Es necesario considerar los efectos del viento, así como los códigos de construcción locales, planificación y reglamentos contra incendios.

Si la estructura requiere refuerzo, puede ser satisfactoria una plataforma de distribución de carga. La plataforma no necesita ser tan grande como el área de aterrizaje y despegue, pero toda ésta debe estar despejada. La plataforma puede ser de sólo 20 × 20 ft para los helicópteros más pequeños, y hasta de 50 × 50 ft para los mayores. El helipuerto de azotea debe tener resistencia suficiente para no fallar con cargas desusadas de impacto al aterrizar. La superficie de aterrizaje debe diseñarse para una carga concentrada igual al 75% del peso bruto del helicóptero en cualquier ft cuadrado de la superficie.

Las condiciones de viento pueden obligar a instalar tabiques o muros de protección, para evitar la turbulencia en la superficie del helipuerto. También debe contar con un dispositivo de seguridad alrededor de las áreas elevadas de toque o plataformas de aterrizaje. Este dispositivo debe extenderse hacia afuera desde la zona de toma de contacto.

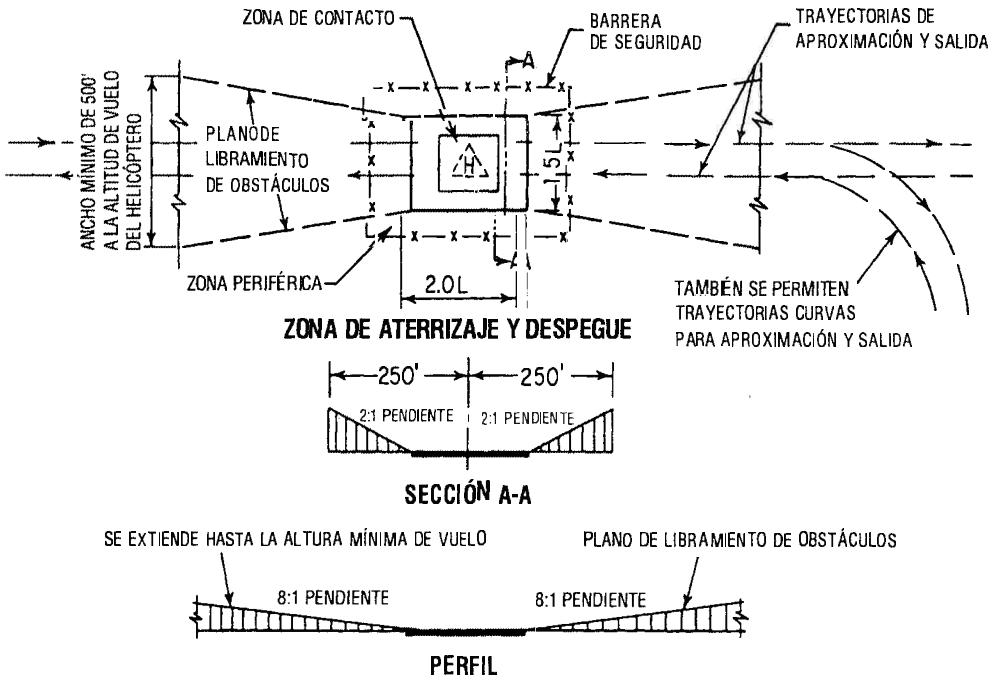


Figura 18.32 Distribución de un helipuerto pequeño. L = longitud total del helicóptero. (*"Heliport Design", Federal Aviation Administration.*)

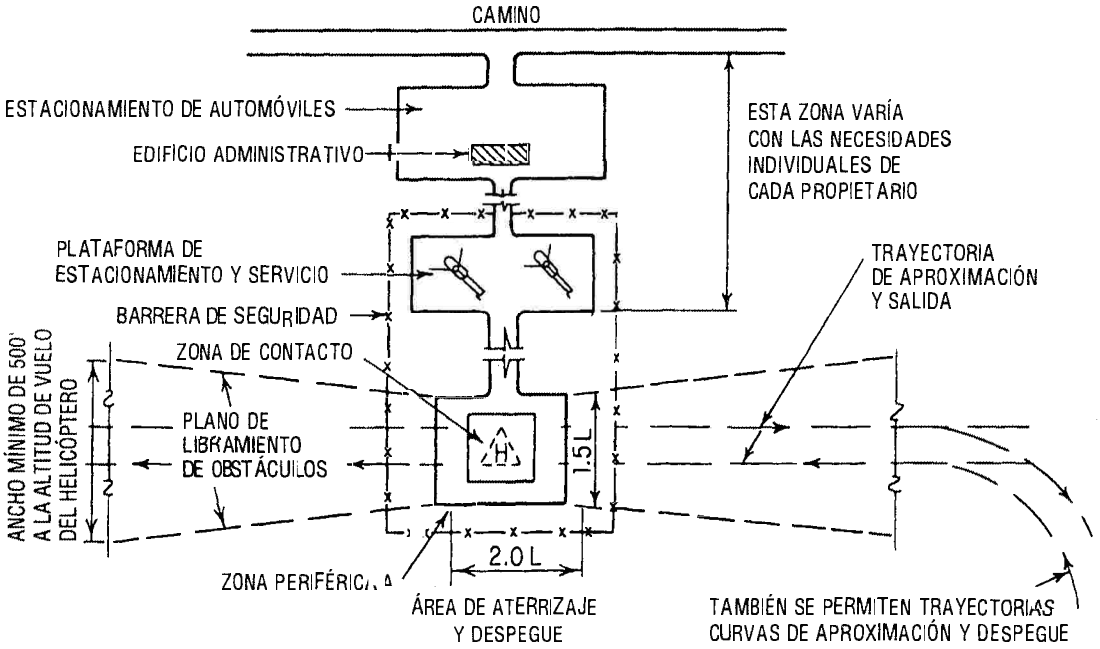


Figura 18.33 Distribución de un helipuerto grande. L = longitud total de helicóptero. (*Federal Aviation Administration.*)

18.24.7 Señalamientos e iluminación

Las señales normales para el helipuerto colocadas en el centro aproximado del área de toma de contacto se muestran en la figura 18.34.

La zona de toma de contacto se marca con un borde por lo menos de 1 ft de ancho. El límite de la zona de aterrizaje y despegue debe destacarse por medio de marcadores bajos espaciados a 25 ft. Debe haber indicador de viento adyacente a la zona de aterrizaje y despegue, localizado para proporcionar información verdadera acerca del viento.

Las obstrucciones deben marcarse e iluminarse. Pueden usarse luces amarillas de límite para señalar la zona de aterrizaje y despegue. La iluminación puede ser eficaz por medio de reflectores. Un método consiste en colocar luces bajas con lentes Fresnel alrededor de la zona de aterrizaje y despegue, con campo visual agudo, para que no moleste al piloto.

(*Heliport Design,* Federal Aviation Administration.)

18.25 Puertos STOL

Existe un gran potencial para el transporte en aparatos STOL (*Short Take-Off and Landing,* despegue y aterrizaje cortos), que prestan servicio en distancias hasta de 500 millas. Hay una ventaja considerable para el transporte aéreo de pasajeros entre centros de ciudades o dentro de una misma ciudad, que puede proporcionar mejor servicio a los pasajeros y aliviar de congestionamiento el espacio aéreo y terrestre de los grandes aeropuertos.

Los criterios para puertos STOL son tentativos y sujetos a cambios según lo vaya dictando la experiencia con esta clase de operación. Se incorporarán cambios importantes en el futuro en las revisiones a la publicación de la Federal Aviation Administration, "Planning and Design Criteria for Metropolitan STOL Ports". El vehículo STOL ofrece pistas más cortas, trayectorias de aproximación más pronunciadas, menos requisitos de bienes raíces y la perspectiva de aeropuertos dentro de las ciudades, pero se necesita más investigación y pruebas.

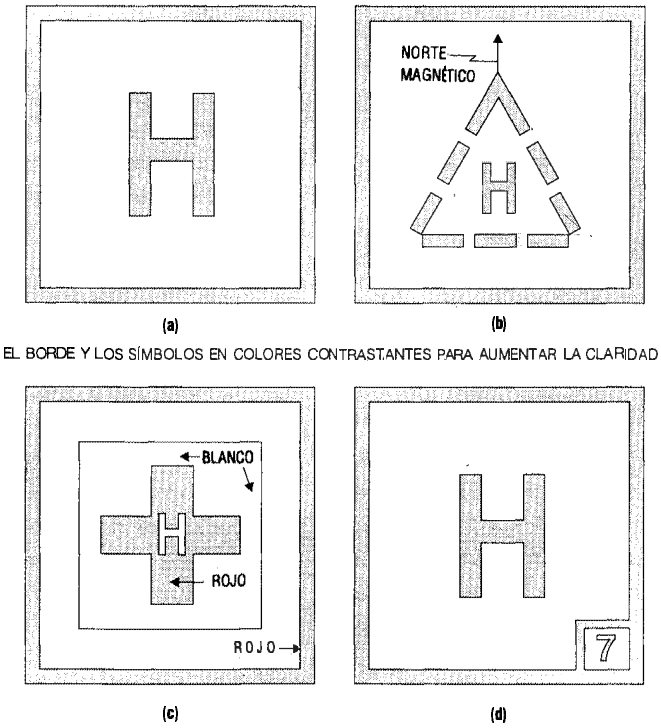


Figura 18.34 Señales de helipuerto: (*a*) Señalamientos estándar de helipuerto público; (*b*) ejemplo de señalamiento para helipuertos para uso privado; (*c*) señalamiento para helipuerto de hospital; (*d*) señalamiento de límite de peso (7000 lb indicadas) para helipuertos elevados. ("*Heliport Design*", Federal Aviation Administration.)

19

Donald L. McCammon
Consulting Engineer
HNTB Corporation
Denver, Colorado

Ingeniería de ferrocarriles*

El transporte en ferrocarril se considera aquí como un sistema en el que los vehículos son soportadas y guiadas por rieles u otros tipos de guías. La ingeniería de ferrocarriles estudia la necesidad, planeación, selección, diseño y construcción de tales sistemas para el movimiento de pasajeros y carga. Abarca el terraplén, vía, puentes, soportes de barreras, alcantarillas, patios, terminales, estaciones, edificios de oficinas, señales y comunicaciones, instalaciones para reabastecimiento de locomotoras, instalaciones para protección ambiental, dispositivos de protección a costado de vía, y talleres para conservación de carros, locomotoras y unidades de trabajo. Los ingenieros también pueden ser responsables del mantenimiento de vías y estructuras; además deben conocer muy bien la fuerza motriz, el equipo de arrastre y otros equipos.

El transporte en ferrocarril es la forma más eficiente para manejar las crecientes demandas de transporte con relativamente bajas necesidades de energía, pocas necesidades de terrenos, poca contaminación del aire y pocos accidentes en donde ocurren lesiones y pérdidas humanas. En consecuencia, a medida que aumenta la población y el producto interno bruto, el transporte en ferrocarril aumenta en importancia. El congreso de Estados Unidos, al reconocer esto, ha aprobado leyes que, en particular, se agregan a la importancia del transporte de carga y pasajeros por ferrocarril, por ejemplo, a través de la reforma de la Ley Staggers a principios de la década de 1980 y la Intermodal Surface Transportation Efficiency Act (ISTEA) casi de una década después.

19.1 Glosario

Los siguientes términos se emplean con frecuencia en ingeniería de ferrocarriles:

Acotamiento. Porción del balasto entre el extremo del durmiente y el pie del talud del balasto.

Aguja de cambio. (Véase también riel de cambio.) Teóricamente, la intersección de la línea de trocha del riel del cambio, prolongada, y la línea de trocha del riel de apoyo. La aguja real es el extremo del riel de cambio más alejado del sapo; el punto donde la separación entre las líneas de trocha de los rieles de apoyo y de cambio es suficiente para una aguja de cambio práctica (Fig. 19.25).

Aguja de sapo. Parte de un sapo que queda entre las extensiones de las líneas de trocha desde su intersección hasta el extremo del talón (la parte más

*Corregida y actualizada a partir de la sección 19, Ingeniería de Ferrocarriles, escrita por G. M. Magee, en la tercera edición.

lejana del desvío o cambio). El punto teórico es la intersección de las líneas de trocha. La aguja de media pulgada se localiza a una distancia del punto teórico hacia el talón; en pulgadas, igual a la mitad del número del sapo y en la cual la separación entre las líneas de trocha es media pulgada. Usualmente, las mediciones se hacen a partir de la aguja de media pulgada del sapo.

Alineación. Localización horizontal de una vía férrea, descrita por sus tangentes y curvas.

Aliviador. (Véase Riel aliviador.)

Amplitud del cambio. Distancia a la que se mueven lateralmente las agujas de los rieles de cambio (normalmente 4 ¾ in). Se mide a lo largo del eje de la varilla de cambio No. 1.

Ancho de vía. Distancia entre ambos rieles de una vía (Fig. 19.17). El ancho normal es de 4 ft 8 ½ in.

Ángulo de sapo. Ángulo fomado por la intersección de las líneas de trocha de un sapo.

Aplicación de marcas. Marcas de identificación hechas al laminar el metal en caliente con números y letras realzados sobre el alma de un riel, que indican el peso del mismo y número de sección, tipo de riel, clase de acero, nombre del fabricante, planta, mes y año de laminado.

Balasto superior. Material de carácter superior esparcido sobre el subbalasto para soportar la estructura de vía, distribuir la carga y proporcionar un buen drenaje (Fig. 19.9).

Balasto. Material seleccionado, por ejemplo piedra quebrada, colocado en la plataforma de vía para mantener la vía alineada y nivelada.

Barra detectora de cambio. Tira de metal, a lo largo del riel de la vía, conectada con el mecanismo que acciona un cambio para evitar que se mueva el cambio bajo los trenes.

Cajón. Espacio entre dos durmientes sucesivos.

Cala o huelgo de junta. Distancia entre los extremos de rieles contiguos de una vía, medida en el lado externo de la cabeza y 5/8 in bajo el tope superior del riel.

Cambio. Estructura de vía para desviar equipo rodante de una vía a otra (Fig. 19.25).

Cambio, ángulo de. Ángulo entre las líneas de trocha de un riel de apoyo y el riel de cambio en su aguja.

Cambio de agujas. Consiste esencialmente en dos rieles de aguja móvil con los dispositivos necesarios (Fig. 19.25).

Cambio de desviación. Conjunto de un cambio y un sapo para desviar equipo rodante de una vía a otra (Fig. 19.23).

Cambio elástico. Cambio con un mecanismo de operación que incorpora un dispositivo de muelle para regresar las agujas móviles automáticamente a sus posiciones originales o normales. Esta acción tiene lugar después que las agujas han sido movidas por las cejas de las ruedas que pasan a lo largo de la vía y que no requieren del cambio, para lo cual las agujas están colocadas sólo para movimientos frontales.

Carro de sección ligera. Carro motorizado que pesa de 750 a 900 lb, con capacidad para cuatro a seis personas sentadas. Dos personas pueden ponerlo sobre la vía o fuera de ella. Normalmente lo impulsan motores de 4 a 6 hp.

Carro de sección normal. Carro motorizado que pesa de 900 a 1200 lb con una capacidad de seis a ocho personas sentadas y una capacidad total de carga de 2500 lb. Normalmente lo impulsa un motor de 6 a 8 hp. Se usa en general en secciones normales de líneas principales.

Carro de sección pesada. Carro motorizado con peso de 1200 a 1400 lb con capacidad para 10 a 12 personas sentadas. Lo impulsan motores de 8 a 12 hp.

Carro de vía. Cualquier carro o máquina que opere sobre la vía, como un carro motorizado, manual o de remolque.

Carro energizado (tranvía). Vehículo autoimpulsado que opera sobre rieles, generalmente en las

calles, y toma corriente eléctrica de conductores elevado o subterráneo.

Carro para empujar (armón). Carro de cuatro ruedas para trabajo de vía, diseñado para empujarse a mano o remolcarse por un carro motorizado. Se usan en el transporte de materiales demasiado pesados para que los lleve un carro motorizado.

Carro para la inspección ligera. Carro motorizado con capacidad de 650 a 800 lb, diseñado para llevar una o dos personas, más herrr amientas. Cuando los pesos varían de 400 a 600 lb, se emplea un carro más ligero para llevar una persona.

Carro para partida de inspección. Cualquier carro con capacidad para 4 o más personas, empleado exclusivamente para inspección.

Carro para trabajo pesado. Carro motorizado con un peso mayor de 1400 lb, diseñado para tirar de remolques y otros equipos, como acomodadores de balasto y segadoras de maleza. Se utiliza también en patios con joroba. Los asientos y plataforma a veces se amplían para acomodar mucha gente. Lo impulsa motores de 12 a 30 hp.

Carro remolque. Carro de cuatro ruedas para trabajo de vía semejante a un carro para empujar; pero equipado con un asiento, estribos, barandal de seguridad y frenos. Se usa con un carro motorizado para transportar personas. Quitando el asiento, los estribos y el barandal puede convertirse en un carro de empuje.

Cruce (vía). Construcción usada donde una vía cruza con otra a nivel; consiste en cuatro sapos conectados.

Cruce con aguja móvil. Cruce de ángulo pequeño en que cada uno de los dos sapos centrales consta de un riel articulado y dos agujas centrales opuestas, móviles, con los dispositivos necesarios.

Cruce con cambio. Combinación de un cruce con cambios derechos e izquierdos y curvas entre ellos dentro de los límites del cruce, que conecta las dos vías que se intersecan con ambos lados del cruce sin sapos separados de desvío. Un escape simple combina un cruce con un cambio derecho e izquierdo; uno doble, dos cambios derechos y dos izquierdos.

Cruce con inserto de acero-manganeso. Cruce en el cual se inserta una pieza fundida de acero-manganeso en cada una de las cuatro intersecciones. Ajustada a los rieles rolados, la pieza fundida forma las puntas y costados de los sapos de cruce.

Cruce con riel atornillado. Cruce en que todas las superficies de rodadura son de riel rolado. Las partes se unen con pernos.

Cruce con riel doble. Cruce en que las conexiones entre los sapos extremos y los centrales son rieles de operación y guardarrieles.

Cruce con riel simple. Cruce en que las conexiones entre los sapos extremos y los centrales son sólo de rieles de operación.

Cruce con riel triple. Cruce en que las conexiones entre los sapos extremos y los centrales son rieles de operación, guardarrieles y rieles de alivio.

Cruce de acero-manganeso sólido. Cruce en el que todos los sapos son del tipo de acero-manganeso sólido.

Cuna. Estructura montada en una vía inclinada o margen de río que tiene una cubierta horizontal con una vía en ella para transferir carros de ferrocarril desde los barcos y a ellos, a diferentes elevaciones sobre el agua.

Curva compuesta. Cambio continuo de alineación efectuado con dos o más curvas simples contiguas de diferente radio pero con una tangente común en cada unión (Fig. 19.13).

Curva de transición. Curva cuyo radio varía para proporcionar transición gradual entre una tangente y una curva simple o entre dos curvas simples de diferente radio (Fig. 19.15).

Curva guía. Curva entre un cambio y un sapo en una desviación (Fig. 19.23).

Curva inversa. Curva formada por dos curvas simples contiguas con una tangente común, pero

con centros de curvatura en lados opuestos de la tangente (Fig. 19.14).

Curva simple. Cambio continuo en la alineación efectuado con un arco de radio constante y centro fijo (Fig. 19.12).

Curva vertical. Curva de transición que une líneas con pendientes (inclinaciones) que se intersecan (Fig. 19.16).

Curva espiral. (Véase Curva de transición.)

Curva, grado de. (Véase Grado de curva.)

Derecho de vía. Terrenos o derechos usados o reservados para la operación del ferrocarril.

Descarriladora. Estructura de vía para descarrilar el equipo rodante en caso de emergencia.

Desplome. Deformación en la superficie de una cabeza de riel en la punta.

Desplome (pilas). Pendiente de pilas inclinadas.

Desviación. Estructura de vía para desviar equipo rodante de una vía a otra (Fig. 19.25).

Desvío. Vía auxiliar de la vía principal usada para permitir el paso de trenes.

Distancia de guardia. Distancia entre lineas de guardia, medida perpendicularmente a la línea de trocha entre las vías.

Durmiente de albura. Durmiente con madera de albura más ancho que un cuarto del ancho del durmiente, entre 20 y 40 in desde la mitad del largo.

Durmiente de cambio. Durmiente que funciona como traviesa, pero es más largo y soporta un cruce o desviación.

Durmiente de corazón. Durmiente de madera de albura de un ancho menor que un cuarto del ancho del durmiente, entre 20 y 40 in a partir de la mitad del largo del durmiente.

Durmiente sustituto. Durmiente de material diferente de la madera o una combinación de cualquier material y madera.

Durmiente tableado (durmiente poste, durmiente redondo). Durmiente desbastado sólo en los extremos, arriba y abajo.

Durmiente. Elemento transversal de la estructura de vía al que se fijan los rieles para obtener el ancho apropiado, así como amortiguar y distribuir las cargas de tránsito (Fig. 19.17). Un durmiente cajeado tiene áreas de apoyo para plaquetas en la parte superior aplanadas y alisadas a máquina. Un durmiente perforado tiene agujeros hechos a máquina para los clavos (escarpias o alcayatas). Un durmiente ranurado tiene depresiones hechas a máquina en su parte superior, en las que se ajustan las nervaduras de una placa de durmiente.

Eclisa plana. Elemento rígido de acero usado comúnmente (en pares) para unir los extremos de los rieles y sujetarlos con firmeza, en forma pareja y con precisión en superficies y alineamiento de ancho de vía (Fig. 19.19).

Elevación de curvas (sobreelevación). Altura del riel externo sobre el interno a lo largo de la curva.

Enderezado. Trabajo hecho sobre un riel en una prensa enderezadora, con un enderezador de acero para quitar desviaciones.

Ensanche. Agrandamiento ahusado de la ranura de pestaña pasaceja en el extremo de una línea guarda de una estructura de vía. Un ensanche puede estar en el extremo del guardarriel o en el extremo de un sapo o riel de cruce (Fig. 19.24).

Escantillón (Herramienta de vía). Dispositivo por el que se establece o mide el ancho de una vía.

Escantillón indicador de nivel. Alidada colocada encima y de través a la vía a una altura propuesta para que los niveles indiquen su nueva superficie y aseguren su uniformidad.

Espacio de contacto. Espacio entre la cabeza y la base de un riel ocupado por una eclisa (Fig. 19.19).

Espuela. Vía de apoyo que diverge de otra vía.

Estación de desvío muerto. Estación con vías conectadas sólo en un extremo.

Estación de paso. Estación con vías conectadas en ambos extremos.

Estación de ramal cerrado. Una forma de estación de peso, que abarca un ramal o parte de un círculo, en que los trenes se mueven en una sola dirección y dan vuelta en relación a la estación.

Estampado. Números y letras en relieve, después del corte en caliente, en el centro del alma del riel, paralelas a la dirección de laminado que indican el número de serie de colada, número de lingote al vaciarse y la posición de cada riel en relación con la altura del lingote.

Fuera de frente (trabajo de vía). Trabajo, como el cambio de durmientes, que se efectúa completa y continuamente en un tramo dado de vía, que se distingue del trabajo en puntos desconectados.

Grado de curva Ángulo subtendido al centro de una curva simple por una cuerda de 100 ft.

Guardaganado. Barrera entre o a lo largo de los rieles de una vía para evitar que pase ganado por la vía o a lo largo de ella.

Guardapié. Relleno del espacio entre rieles convergentes para evitar que un pie se quede atrapado accidentalmente entre los rieles.

Guardarriel de una pieza. Guardarriel formado por un componente simple, diseñado de modo que no se necesitan accesorios, excepto clavos, para su instalación.

Guardarriel interno. Elemento longitudinal, usualmente un riel, asegurado en la parte superior de los durmientes por el lado interno del riel de una vía para guiar las ruedas descarriladas.

Guardarriel sapo. Riel u otro dispositivo para guiar una ceja de rueda, de manera que se mantenga alejada o libre de la aguja de un sapo.

Guardarriel. Riel u otra estructura paralela a los rieles de una vía para evitar que las ruedas se descarrilen, o para mantener las ruedas en alineamiento correcto y evitar que las cejas golpeen los puntos de cambio o desvío, los sapos de cruce, etc. Además, un guardarriel es un riel u otra estructura que se tiende paralelo a los rieles de una vía para mantener las ruedas descarriladas junto a los rieles.

Guía. Distancia entre el punto real o efectivo de un cambio y la aguja de media pulgada de un sapo. La guía efectiva se mide a lo largo de la línea de una vía principal (Fig. 19.23). La guía en curva se mide hasta la aguja de media pulgada del sapo, pero a lo largo de la línea de trocha externa de la desviación. La guía teórica es la distancia desde el punto teórico de una curva uniforme de desviación hasta la aguja teórica del sapo, medida a lo largo de la línea de la vía principal.

Junta de combinación. Eclisa o placas de unión para conectar rieles de diferente altura y sección, o rieles de la misma sección pero con diferentes perforaciones de unión.

Junta, de combinación. Ver junta de combinación.

Junta de riel. Empalme que une los extremos de rieles contiguos. Una junta aislada detiene el flujo de corriente eléctrica de riel a riel, aislando los extremos de los rieles y otras partes metálicas que los conectan.

Línea de guarda. Línea a lo largo del lado de la ranura de pestaña más cercana al centro de la vía y con la misma elevación que la línea de trocha.

Línea de trocha. Línea que está 5/8 in bajo la parte superior del eje de la cabeza de un riel de operación, o de la ubicación correspondiente de la porción de la llanta de otras estructuras de vía, a lo largo del lado más cercano al centro de la vía.

Madero guarda. Madero longitudinal colocado por el lado de afuera del riel de la vía para mantener el espaciamiento de durmientes.

Medida de comprobación de guarda. Distancia entre la guarda y las líneas de la trocha media perpendicularmente a éstas a través de la vía.

Nariceo (guiñada). Movimiento horizontal transversal de una locomotora que ejerce una fuerza lateral sobre la estructura de soporte.

Número de desviación. Número correspondiente al número de sapo usado en la desviación.

Número de sapo. Mitad de la cotangente de la mitad del ángulo de sapo.

Operador de cambio. Dispositivo para la operación manual de cambios o agujas centrales móviles.

Pasaceja. Abertura a través de una estructura de vía que proporciona un pasaje para las cejas de las ruedas (Fig. 19.24).

Patio con retardador. Patio de "joroba" equipado con retardadores para controlar la velocidad de los carros cuando descienden a las vías de clasificación.

Patio de clasificación. Patio en que se clasifican los carros con mayor detalle después que han pasado por un patio de clasificación previa.

Patio de gravedad. Patio en que la clasificación de carros se logra con locomotoras y ayuda de la gravedad.

Patio de "joroba". Patio en que la clasificación de carros se realiza empujando los carros hasta una altura, después de la cual corren por gravedad.

Patio plano. Patio en que los movimientos de carros se hacen con locomotoras, sin ayuda de la gravedad.

Patio. Sistema de vías para formar carros o trenes, almacenar carros o clasificarlos, y en el cual pueden hacerse movimientos no controlados por horario o sujetos a las señales y reglas prescritas o a instrucciones especiales.

Perno de vía. Perno con cabeza de botón, cuello oval y tuerca roscada para sujetar rieles y eclisas.

Placas de durmiente. Placa interpuesta entre el durmiente y el riel u otra estructura de vía. (Fig. 19.17).

Plaquetas de cruce. Plaquetas interpuestas entre un cruce y los durmientes u otras maderas, para proteger los durmientes y soportar mejor el cruce al distribuir las cargas en áreas mayores.

Plataforma, transbordador de carros. Estructura en forma de puente que soporta vías y conecta la cubierta de carros de un transbordador con tierra. La estructura está articulada al extremo de la costa, de forma que esté libre para moverse verticalmente del lado de la borda y acomodarse a las diferentes elevaciones del transbordador.

Ramal. Línea o líneas secundarias de un ferrocarril.

Rasante. Línea en perfil que representa la parte superior de los terraplenes y la inferior de los cortes listos para recibir balasto. Esta líneas es la intersección del plano de la cama o base de la vía con un plano vertical a través de la línea de centro.

Retardador, carro. Ver carro retardador.

Retardador de carro. Dispositivo de frenado, generalmente accionado por energía eléctrica, instalado en una vía de ferrocarril para reducir la velocidad de carros. Las zapatas de freno, cuando están en posición de frenado, presionan contra los costados de la porción inferior de las ruedas del carro.

Retardador inserto. Dispositivo de frenado sin potencia externa, construido dentro de una vía para reducir la velocidad de los carros mediante zapatas de freno aplicadas a los lados de las porciones inferiores de las ruedas. A veces se proveen de medios para abrir el retardador para nulificar el efecto de frenado.

Riel (vía). Perfil de acero laminado, comúnmente de sección T, tendido punta con punta en durmientes u otros soportes adecuados que forman una vía para el equipo rodante (Fig. 19.18).

Riel aliviador. Riel que proporciona apoyo para la porción de las rodaduras de ruedas desgastadas que sobresalen de un riel. Desgastado en los extremos, un aliviador se coloca con la cabeza a lo largo del lado exterior y cerca de la cabeza del riel de operación.

Riel de apoyo. Riel de operación contra el que trabaja el riel de cambio.

Riel de articulación. Riel doblado o estructura equivalente que forma una punta obtusa en un

cruce de punta móvil o cambio deslizante. Cuando se coloca para tráfico, las puntas móviles de un cruce o cambio apoyan contra la punta obtusa.

Riel de cambio (aguja de cambio o riel de aguja de cambio). Riel ahusado de un cambiavías (Fig. 19.25).

Riel de cierre. Riel entre las partes de cualquier diseño especial de vía, como el riel entre el cambio y el sapo en una desviación (llamado a veces guía o riel de conexión); también el riel que conecta los sapos de un cruce o cruces adyacentes, pero no una parte del cruce (Fig. 19.23).

Riel de compromiso. Riel relativamente corto, con dos extremos de diferente sección para corresponder a los extremos de los rieles que van a unirse. Provee la transición entre rieles de diferente sección.

Riel de guarda. (Véase Guardarriel.)

Riel de operación. Riel o superficie en la que se apoya la llanta de una rueda.

Riel de refuerzo. Riel que se coloca con la cabeza hacia afuera y junto con la cabeza de un riel de articulación para reforzarlo y operar como riel aliviador; o una pieza de riel aplicada en forma semejante a una aguja central móvil.

Riel de seguridad. Barandal en un carro o remolque motorizado que sirve como pasamano para seguridad de los ocupantes.

Riel soldado. Dos o más rieles soldados para formar una longitud menor de 400 ft. Cuando la longitud es mayor, el resultado se llama riel soldado continuo.

Sapo autoprotegido (sapo con cejas). Sapo con guías o cejas arriba de su superficie de rodamiento, para el contacto con la pisada de las ruedas, a fin de que guíen las cejas de éstas de modo que pasen en forma segura la punta del sapo (Fig. 19.24*b*).

Sapo central. Cualquiera de los dos sapos en los extremos opuestos de la diagonal corta de una cruce.

Sapo con ceja. (Véase Sapo autoprotegido.)

Sapo con riel de muelle. Sapo con un riel móvil, normalmente sujeto contra el riel por medio de muelles. Los rieles forman, en consecuencia, una superficie de rodadura ininterrumpida para las ruedas en una vía, por la cual las cejas de las ruedas en la otra vía apartan el riel móvil del punto del riel y proporciona paso. Visto desde el extremo hacia la punta del cambio, un sapo de mano derecha tiene el riel móvil del lado derecho.

Sapo de abrazadera. Sapo construido principalmente por rieles laminados, con espaciadores entre los rieles y unidos con abrazaderas.

Sapo extremo. Cualquiera de los dos sapos en los extremos opuestos de una diagonal corta de un cruce.

Sapo rígido atornillado. Sapo construido con rieles laminados y espaciadores entre ellos, unidos con pernos.

Sapo sólido de acero-manganeso. Sapo que consta esencialmente de una sola pieza fundida de acero-manganeso (Fig. 19.24*b*).

Sapo unión de riel de acero-manganeso. Sapo que consiste esencialmente en un cuerpo fundido de acero-manganeso, ajustado entre rieles laminados y que se fija con pernos (Fig. 19.24*a*).

Sapo. Estructura de vía en la intersección de dos rieles para proporcionar soporte a las ruedas y paso a sus cejas, lo cual permite que las ruedas de cada riel crucen el otro (Fig. 19.24).

Subbalasto. Material de calidad superior esparcido en una subrasante terminada de una cama de vía bajo el balasto superior para proporcionar un buen drenaje, evitar levantamientos por congelación y distribuir la carga sobre el lecho de la vía (Fig. 19.9 y 19.17).

Subrasante. Superficie terminada del lecho de la vía bajo el balasto y la vía.

Superficie de operación (rodadura). Parte superior de las estructuras sobre las que pasan las pisadas de las ruedas.

Superficie de rodadura. Superficie superior de una cabeza de riel que hace contacto con las ruedas.

Talón o centro de cambio. Extremo del riel de cambio más alejado de la aguja y más cercano al sapo. La amplitud del talón es la distancia al talón entre las líneas de trocha de apoyo y los rieles de cambio (normalizado en 6 ¼ para cambios rectos).

Tangente. Riel o vías rectas; específicamente, vía recta contigua a una curva.

Vía. Conjunto de rieles, durmientes y sujetadores sobre los que se mueven carros, locomotoras y trenes.

Vía conexión. Dos cambiavías con la vía entre los sapos, dispuestas para formar un pasaje continuo entre una vía y otra intersectora u oblicua u otra vía remota paralela.

Vía de avance. Vía prolongada que conecta cualquier extremo de un patio con la vía principal.

Vía de descarga. Vía férrea a lo largo del borde de un muelle (o embarcadero) para transbordo directo de carga entre barco y carro.

Vía de enlace doble. Dos vías de enlace que se intersecan entre las vías conectadas; también dos vías de enlace a corta distancia que permiten movimientos a vías enlazadas.

Vía de enlace. Dos cambiavías con la vía entre los sapos dispuestas para formar un pasaje continuo entre dos vías cercanas, generalmente paralelas (Fig. 19.23).

Vía de maniobras. Vía que conecta con una vía maestra y en la que locomotoras y carros hacen maniobras.

Vía de operación. Vía reservada para el movimiento por un patio.

Vía de transferencia. Vía localizada de tal modo respecto de otras vías e instalaciones de transbordo que facilita la carga de un carro a otro.

Vía, diagonal de enlace. (Ver vía de enlace).

Vía en Y. Arreglo triangular de vías en que los carros, locomotoras y trenes pueden dar vuelta.

Vía especial. Todos los rieles, estructuras de vía y aditamentos que no sean para vía plana sin guarda, la cual no es curvada ni prefabricada antes de colocarla.

Vía lateral. Vía auxiliar de la principal con un uso diferente al de desviación.

Vía maestra. Vía que conecta el cuerpo de vías de un patio.

Vía muerta. Vía conectada con otra por un extremo.

Vía para equipo de carga. Vía que entra o va a lo largo de un edificio de carga y se usa para carros que reciben o entregan carga.

Vía para garroteros. Vía en un patio de "joroba" o de gravedad en que se opera un transporte para regresar a los garroteros a la cima de la "joroba".

Vía para transbordo. Vía en que se colocan los carros para transbordar carga entre carros y vehículos carreteros.

Vía paralela de patio. Cada una de las vías paralelas de un patio en el que se mueven los carros o son almacenados.

Vía principal. Vía que se extiende por patios y entre estaciones, sobre la que son operados los trenes por sus horarios, programas o ambos. Su uso está gobernado por señales de bloque.

Y griega. (Véase vía en y)

(*Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association, 2000 L Street, N.W., Washington, D.C. 20036.)

19.2 Sistemas de transporte por vías férreas

Los tres tipos más importantes de sistemas de transporte por rieles son: de pasajeros y carga entre ciudades, conmutador y tránsito rápido. Los atributos más sobresalientes de cada uno son la seguridad, el bajo requerimiento de energía (resistencia a la rodadura de 3 a 8 lb por tonelada para ruedas de acero sobre rieles de acero), capacidad para trans-

portar 1000 pasajeros o 10 000 toneladas de carga (o más) en un solo tr en, área n ínima de t erreno necesaria para derecho de vía, se; guridad de servicio bajo todas las condicio nes clima tológicas y poca contaminación atmosférica. Otros tipos de sistemas de transporte por rieles que reciben atención creciente es el transporte rápido de personas, cuyo objeto es trasladar pasajeros de una estacion sobre la ruta a otra estacion sobre la misma, con un mínimo tiempo de espera y sin escalas, y sistemas de monorriel y guías fijas de levitacion magnética.

Los **sistemas interurbanos para transporte de pasajeros y carga** cuentan con muchas vías férreas, pero algunos proporcionan solo servicio de carga. Los requisitos de ingeniería para un servicio satisfactorio de pasajeros incluyen carros que tengan juegos de ruedas equipados con muelles de carrera larga, amortiguadores, estabilizadores de cruceta, aire acondicionado, alumbrado apropiado, decoracion atractiva y asientos confortables de salón, instalaciones limpias y apropiadas en los baños, capacidad conveniente para equipaje, buen servicio de carro-comedor a precios razonables y carros miradores de reposo (excepto si se trata de servicio nocturno). Los tiempos de salida, la velocidad, las llegadas a tiempo y las tarifas bajas también son factores importantes.

Más del 82% de los pasajeros que viajan entre ciudades de Estados Unidos lo hacen en automóviles privados y menos del 1% por ferrocarril. Para evitar que los ferrocarriles tuvieran pérdidas gravosas debidas al transporte de pasajeros entre ciudades, el Congreso estableció una corporación semipública, la National Railroad Passenger Corporation, usualmente llamada Amtrak, para operar un sistema nacional básico de pasajeros de ferrocarril. Cuando la Amtrak comenzo a operar el 1o. de mayo de 1971, manejaba aproximadamente el 60% de los trenes de pasajeros entre ciudades que existían antes de su creación. Su sistema básico, en gran medida, era dictado por el Department of Transportation (DOT) y estaba fuertemente subsidiado por el gobierno de Estados Unidos. Todos los ferrocarriles que trabajan en el servicio de pasajeros entre ciudades tuvieron la opcion de continuar operando sus trenes fuera de la Amtrak, o unirse por contrato a ésta, previo pago de considerables derechos de entrada. Quienes se unieron a la Amtrak fueron relevados de toda responsabilidad de proporcionar servicio de pasajeros entre ciudades. Todas las compañías firmaron contrato con Amtrak.

Para el éxito del servicio de carga entre ciudades, usualmente las tarifas son lo más importante. La facilidad de carga y descarga el tiempo en tránsito, la libertad de fle tar sin daño y las entregas a tiempo son, asi mism o, importantes. Se necesita buena ingeniería y operacion para proporcionar servicio de carga redituable. Se han desarrollado muchos tipos especializados de carro para satisfacer las necesidades de los usuarios, y han sido muy eficaces para atraer y retener el tráfico de carga por ferrocarril.

19.2.1 Sistemas conmutadores (de viajero frecuente)

Éstos generalmente proporcionan servicio de pasajeros en trayectos cortos entre una gran ciudad y sus suburbios y operan como parte de un sistema ferroviario mayor. Los periodos de más movimiento para el transporte de trabajadores ocurren temprano en la mañana y entrada la tarde, pero debe proporcionarse algún servicio durante el día. Requisitos importantes son la seguridad, el tiempo mínimo de viaje, la utilidad, la comodidad y la economía. En general, los trenes se desplazan en vías reglamentarias. Pueden estar equipados con unidades autopropulsadas o ser movidos por locomotoras diesel-eléctricas.

El viaje en automovil compite con el servicio de viajes frecuentes, es, pues, importante que los ingenieros diseñen un servicio que atraiga el volumen máximo posible de pasajeros. Los atractivos son los trenes a intervalos frecuentes, la proteccion contra las inclemencias del tiempo, los ahorros posibles en tiempo de viajes y de costo así como el mejoramiento de la calidad del aire y de la economia. Algunos estudios apuntan que el tránsito en vías comparado con el carretero ofrece costos de construcción más bajos al disminuir los requerimientos por derecho de paso y carriles de viaje para automoviles. El uso de carros con doble piso, de acero inoxidable, con aire acondicionado, buen alumbrado y asientos confortables; la operación puntual y la programación frecuente, más la operacion reversible han producido un aumento sustancial en el viaje frecuente, a pesar del aumento en las tarifas.

Sin embargo, aun con un buen servicio conmutador, pocos ferrocarriles operan este servicio en forma rentable. En consecuencia, algunos estados han subsidiado esta clase de operacion, cuando han considerado ventajoso hacerlo así. Algunas áreas urbanas grandes han creado distritos que reúnen fondos y operan sistemas de viajero frecuente. En algunas localidades existen vías con furgones que se

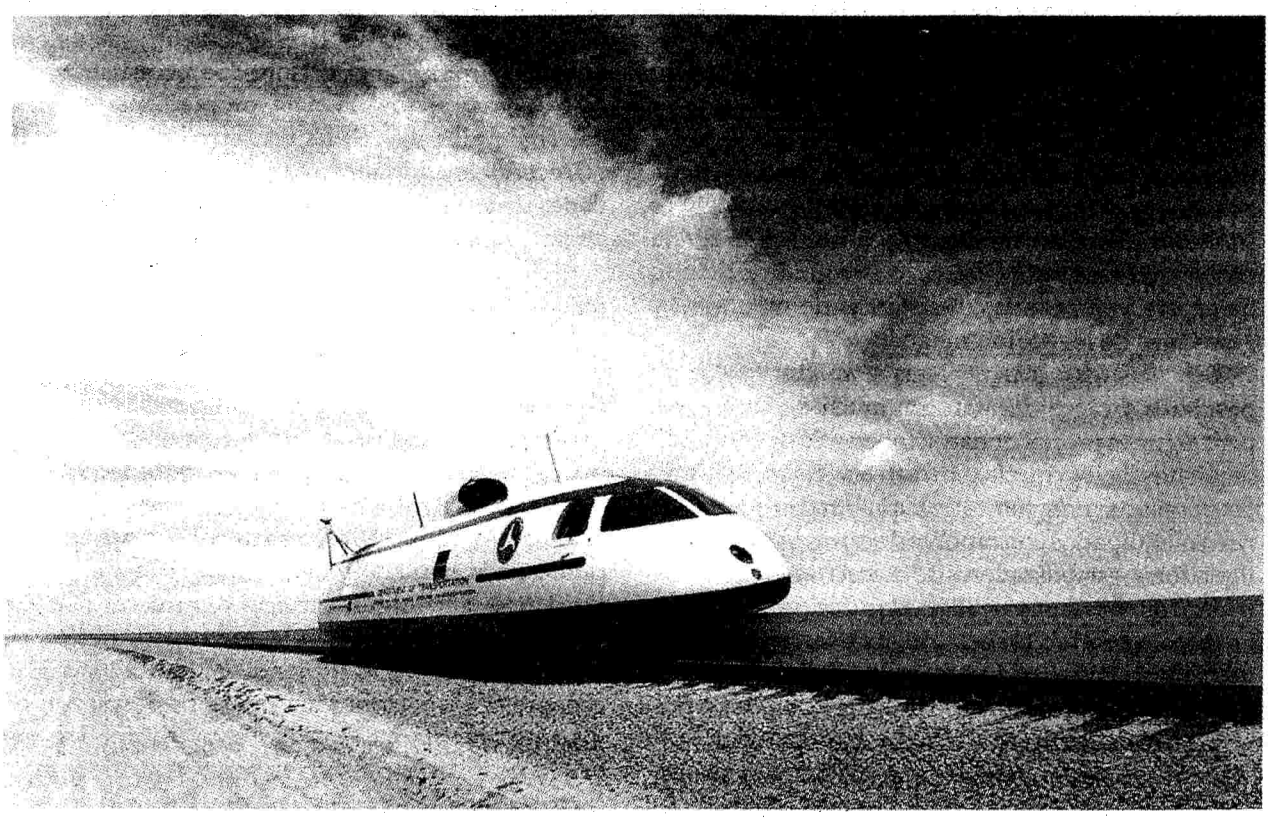


Figura 19.1 Vehículo experimental de motor lineal de inducción (LIM) de la Garrett AirResearch, construido para el Department of Transportation de Estados Unidos, para probarse en Pueblo, Colo.

adquieren para restauración para establecer servicios conmutadores. Además, el Department of Transportation (DOT) ha recomendado y el gobierno federal ha proporcionado ayudas para la adquisición de equipo nuevo para algunas líneas de viajes frecuentes. El DOT también dirige extensas investigaciones para desarrollar nuevos conceptos y mejoras en sistemas de transporte por ferrocarril. En la figura 19.1 se ilustra un vehículo experimental construido para el DOT. La justificación de tal ayuda estatal y federal radica en el ahorro de dinero y de terreno, que de otra forma se emplearía en vías directas adicionales; en el alivio de la aglomeración de automóviles en las ciudades, reducción de espacios para estacionamientos; disminución de accidentes de automóviles y de contaminación del aire y ruido.

19.2.2 Sistemas de tránsito rápido

Son principalmente interurbanos, aunque algunos proporcionan servicio a los suburbios cercanos. Las necesidades típicas son el servicio frecuente y seguro, carga y descarga rápidas, peso ligero para aceleración y frenado rápidos, tarifas bajas y un grado de comodidad acorde con las otras necesidades.

Básicamente, los vehículos de tránsito rápido son impulsados por alguna forma de electricidad externa. Durante las horas de mayor movimiento, los pasajeros por lo general viajan de pie durante una parte del recorrido. En lugares densamente poblados , tradicionalmente el sistema de vías se ubica bajo la superficie o en estructuras elevadas. En algunos lugares de alta aglomeración urbana, las carreteras para tránsito de automóviles han sido sustituidas por vías. Del mismo modo, en varias partes céntricas de grandes metrópolis y de gran movimiento, el desarrollo del tránsito ha llevado a la construcción de zonas peatonales junto a zonas comerciales.

Con el crecimiento de la población se ha vuelto conveniente extender o complementar el sistema de tránsito rápido en algunas ciudades; en otras, que no tienen sistema de tránsito rápido, lo es estudiar la conveniencia de contar con un sistema de tránsito rápido sobre rieles o algún otro tipo de sistema que ofrezca transporte adecuado a una población mayor. Las ventajas del sistema de trán-

Figura 19.2 Vehículo del tránsito rápido AIRTRANS en servicio en el aeropuerto Dallas-Fort Worth, Texas. (*Vought Division, LTV Aerospace Corporation.*)

sito rápido por rieles son las mismas que las mencionadas para líneas de viajero frecuente. Aunque la probabilidad de que un sistema de tránsito rápido por rieles se sostenga por sus propios recursos no es alta, pocas cuidades son capaces de proporcionar, en calles y autopistas existentes, un servicio de autobuses autofinanciable.

Una diferencia importante entre los sistemas de viajero frecuente y los de tránsito rápido es que éstos últimos requieren nuevas construcciones en la mayoría de los casos. En consecuencia, deben hacerse estudios para determinar la localización y espaciamiento de las estaciones, de manera que sean más compatibles con las líneas alimentadoras de autobuses, para ser lo más convenientes el mayor número posible de personas.

En EU, el tránsito rápido está subsidiado por fondos federales distribuidos por la Federal Transit Agency (FTA), el Department of Transportation (DOT) y otras dependencias de tránsito locales. La Ley Intermodal Surface Transportation Efficiency Act (ISTEA) patrocina la utilización de todos los modos de transporte, incluyendo el de ferrocarril. La FTA también costea la investigación dirigida hacia el mejoramiento de componentes para el tránsito rápido y el desarrollo de nuevos conceptos de tránsito. La tecnología europea, en especial la aplicable a vehículos de pasajeros, se utiliza ampliamente para nuevos sistemas a nivel.

19.2.3 Tránsito rápido de personas (PRT)

Se trata de un sistema que proporciona servicio individualizado de pasajeros (PRT, *personal rapid transit*); también se denomina tránsito automatizado (AGT, *automated guideway transit*) o transporte eléctrico. Los carros de este servicio son relativamente pequeños (Fig. 19.2) y son eléctricos. El mejor tipo de sistemas permite a un pasajero llamar un carro a la estación apretando un botón o por disco. Después de ascender al carro, el pasajero puede designar la estación a la que quiere llegar, con sólo apretar un botón o accionar un disco; el carro se desplazará a esa estación sin detenerse en estaciones intermedias. El objetivo es minimizar los tiempos de espera y de tránsito. La operación es completamente automática. Puede evitarse la interferencia con otros carros en la misma línea con un itinerario por computadora. La venta y recolección de boletos también es automática, por medio de máquinas expendedoras y torniquetes de acceso controlados por computadora.

19.2.4 Vehículos para el transporte por rieles

Con excepción de los carros del transporte rápido, estos carros están equipados predominantemente

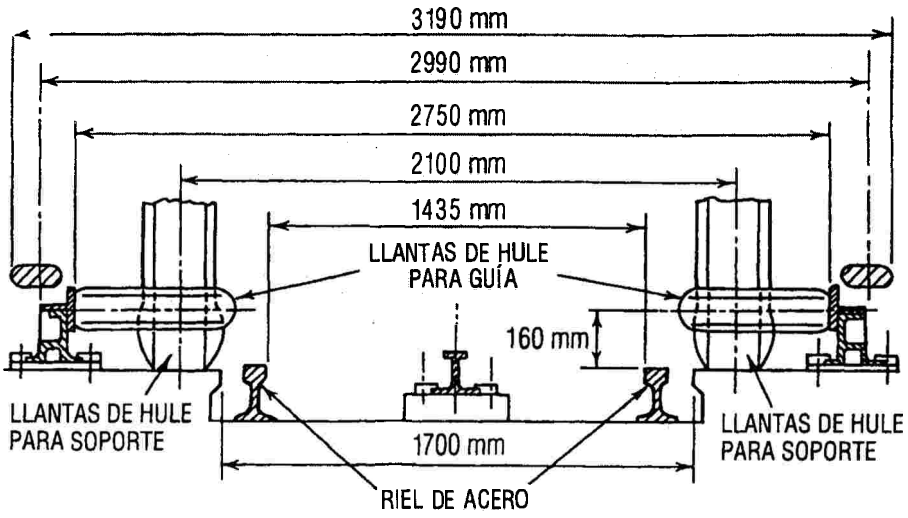


Figura 19.3 Corte transversal de la guía del Metro de París para vehículos de tránsito rápido con llantas de hule. Se necesitan rieles y ruedas de acero para la conducción en desviaciones.

con ruedas de acero, debido a su baja resistencia a la rodadura y a que cada rueda puede soportar una gran cantidad de peso. Unos cuantos sistemas de tránsito rápido utilizan vehículos con llantas de hule que corren autoguiados sobre vigas o "rieles" de concreto. Las desventajas de tales vehículos son la mayor resistencia al rodamiento, mayor costo de operación e inferior capacidad para soportar peso. Otra desventaja del sistema con llantas de hule se da en la operación en cambiavías. En un sistema (Fig. 19.3), las llantas de hule están separadas lo suficiente para permitir una estructura regular de la vía, agujas de cambio y sapo, que deberán colocarse en la ubicación del cambiavía. El vehículo tiene dos ruedas de acero y un eje en cada extremo. Conforme el vehículo se aproxima al cambiavía, los rieles de concreto se adelgazan hacia abajo, de manera que el vehículo quede sobre las ruedas de acero a lo largo del cambiavía; después, los rieles de concreto se engruesan hacia arriba para soportar de nuevo al vehículo. Los vehículos deben operarse a baja velocidad en los cambiavías de este tipo de sistemas con llantas de hule.

Los sistemas de transporte rápido se diseñan para un fin específico y se usa el tipo de vehículo que mejor sirva para ese fin. La mayor parte de las veces estos sistemas son usados para transportar pasajeros en aeropuertos o centros recreativos. Se prefieren las ruedas de hule, en parte porque proporcionan tracción en pendientes de incluso 10%. Si el carril está expuesto a nieve o hielo, la superficie de rodadura para llantas debe calentarse cuando hace tiempo frío. Se estudia actualmente el soporte por levitación magnética, y un sistema de colchón de aire se encuentra en operación en la Universidad Duke. El número de pasajeros sentados por vehículo varía entre 4 y 20. Los vehículos son operados principalmente como unidades individuales, pero algunos operan en convoyes de 5 a 8 carros.

19.2.5 Métodos de tracción

Los trenes que se mueven sobre rieles para carga y pasajeros entre ciudades son remolcados por locomotoras diesel-eléctricas. Donde hay seguridad de suficiente densidad de tránsito, se usan locomotoras eléctricas con catenaria elevada o un tercer riel. La mayor parte de los sistemas de viajes frecuentes están accionados por locomotoras diesel-eléctricas con controles de inversión de dirección en algunos de los carros, de manera que no se tenga que dar vuelta a los trenes en cada terminal de la ruta. Diversos sistemas de viajes frecuentes están electrificados, y cada carro tiene su propio motor, de modo que no se necesita una locomotora aparte. Todos los sistemas de tránsito rápido son eléctricos y cada carro tiene un motor impulsor en cada eje para proporcionar suficiente adherencia durante las rápidas aceleraciones y desaceleraciones requeridas. Los sistemas de tránsito rápido son también eléctricos. Algunos de ellos, sin embargo, son impulsados por motores de inducción lineal dispuestos a inter-

valos a lo largo del sistema guía. La propulsión se logra por medio de placas de reacción situadas en la parte inferior de los vehículos. Las investigaciones patrocinadas por la Federal Transit Agency (FTA) sobre los sistemas de tránsito rápido comprenden los siguientes sistemas de minivehículos guíados: monorriel suspendido, levitación neumática sobre guía de concreto, llantas de hule sobre guía de aluminio y llantas de hule sobre guía de concreto. Sin duda otros sistemas se desarrollarán en el futuro.

Puesto que los cambios son una parte tan importante del sistema personal del tránsito rápido, el sistema común de ruedas para doble riel tiene una ventaja que será difícil, pero no imposible de superar. Por ejemplo, el vehículo para pasajeros de la figura 19.4 descansa sobre ruedas con llantas de hule y es guiado por otras ruedas con llantas de hule que apoyan sobre una viga guía de acero. Para hacer los cambios, un extremo de la viga guía puede moverse hacia uno y otro lado, para alinearse con la vía deseada. El carro de transporte rápido de la figura 19.5, descansa sobre un juego de cuatro ruedas de llantas de hule, y es guiado por otro juego con el mismo número de llantas. Las ruedas guía pueden controlarse por computadora para hacer que el vehículo dé vuelta a la izquierda o a la derecha sobre la superficie guía. Así pues, en una estación, el carro puede hacerse pasar dirigiendo las ruedas guía de manera que sigan una superficie

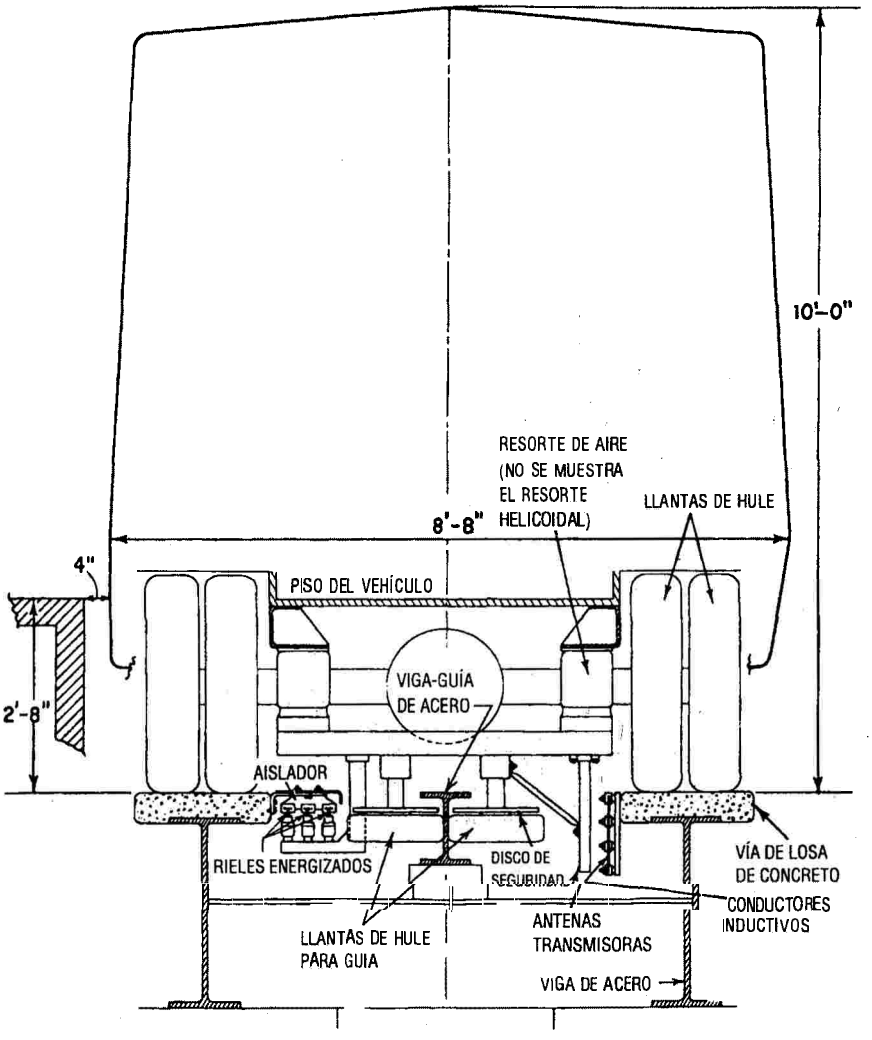


Figura 19.4 Corte transversal del sistema guía y el vehículo para el sistema transportador de personas de la Westinghouse.

guía, o pueda dársele vuelta para detenerlo en una estación, de manera que siga otra superficie guía. En consecuencia, no se necesitan partes móviles en las vías conductoras para que un carro se desvíe o se detenga en una estación.

La suspensión para cualquier tipo de sistema, pueden ser ruedas (de acero o con llantas de hule), levitación sobre colchón de aire (Fig. 19.6), o levitación magnética (Fig. 19.7). Puesto que ambos tipos de levitación son costosos y complicados, debe haber ventajas especiales para justificar este gasto si se usa en el sistema.

La fuerza motriz para un sistema de transporte puede ser diesel-eléctrica, eléctrica, turbina de gas eléctrica, turbina de gas hidráulica, propulsión a chorro, motor de inducción (Figs. 19.6 y 19.7) o neumática. Los costos y características de cada sistema deben tenerse en cuenta al seleccionar el tipo de propulsión para cada tipo de transporte dado. Existe mucha experiencia con motores diesel-eléctricos, y cierta experiencia con motor eléctrico de turbina de gas y con el hidráulico con turbina de gas. Esta experiencia muestra que es difícil competir con el motor diesel-eléctrico o con el eléctrico. Hasta hoy, la eficiencia del

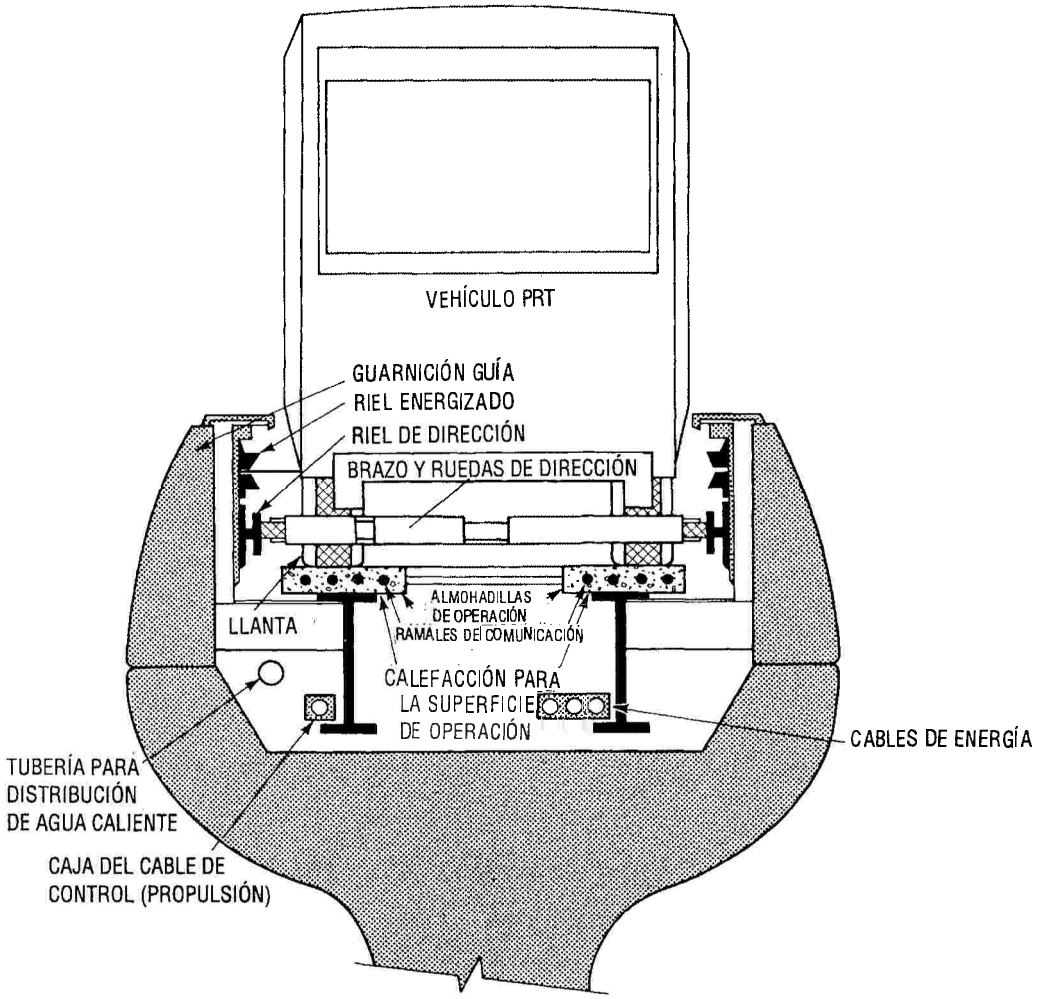


Figura 19.5 Esquema del sistema (servicio interno) de tránsito rápido de la Boeing con un solo carril elevado en la Universidad de West Virginia, Morgantown, West Virginia. Los vehículos tienen capacidad para 8 personas sentadas y 13 de pie. Las velocidades promedian 30 mi/h. Durante las horas de máximo movimiento, el sistema opera basado en un itinerario; de otra forma, funciona con base en un servicio de acuerdo a la demanda del pasajero. Las superficies de rodamiento se calientan para derretir nieve o hielo.

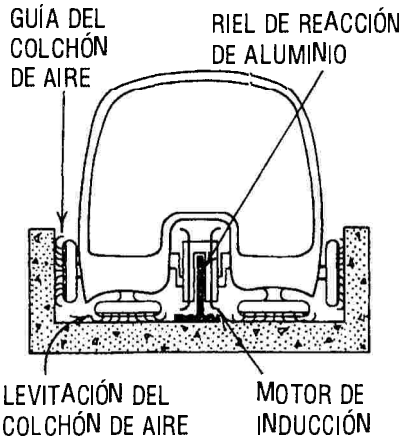


Figura 19.6 Esquema que ilustra el principio del vehículo con vía de cojín de aire con riel de reacción para motor de inducción lineal.

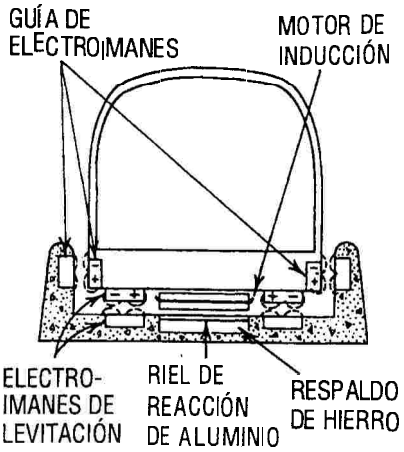


Figura 19.7 Esquema que ilustra el principio de la levitación magnética de vehículos con riel horizontal de reacción para motor de inducción lineal.

motor turbo-eléctrico o turbo-hidráulico no ha llegado a igualar la de los otros dos.

Para velocidades superiores a 100 mph, la propulsión con motor eléctrico tiene ventaja sobre el diesel-eléctrico, debido a que el motor eléctrico no tiene que jalar el peso de la planta generadora y porque, en periodos cortos, puede consumir una gran cantidad de energía de la catenaria, en tanto que el diesel-eléctrico tiene una potencia máxima fija. Sin embargo, para velocidades de alrededor del 150 mph, la adherencia de la rueda al riel y la catenaria se vuelven problemáticas.

Se ha logrado una velocidad de 200 mph en corridas de prueba con un vehículo propulsado por motor eléctrico y soportado por ruedas de acero sobre vía normal. Sin embargo, para lograr velocidades de 200 a 300 mph en forma regular, los vehículos pueden tener necesidad de ser impulsados por un motor lineal de inducción o turbochorro. El último, sin embargo, no es conveniente por el nivel de ruido, y el primero tiene dificultad para mantener el reactor de vía en alineación y superficie precisa para tan altas velocidades, así como mantenerlo libre de partículas agitadas por el viento, arena, nieve y hielo. A tan altas velocidades, es considerable la potencia necesaria para superar la resistencia del aire.

19.2.6 Sistemas de levitación

Desde 1965 se han llevado a cabo investigaciones, trabajos de desarrollo y pruebas en Estados Unidos, Inglaterra, Alemania, Francia, Japón y Canadá sobre los sistemas de transporte por levitación. Dos conceptos se han estudiado: el vehículo guiado sobre colchones de aire (Fig. 19.6) y el vehículo de levitación magnética (Fig. 19.7). El sistema apoyado sobre colchones de aire no es el preferido por muchos ingenieros debido al alto nivel de ruido que genera, consumo de energía, peso de los ventiladores y motores, y a la falta de diseño de un sistema de cambios de carril adecuados.

Un especialista señala que un sistema de levitación de alta velocidad ofrece las siguientes ventajas: tiempo de viaje reducido, comodidad, seguridad, puntualidad, tarifas competitivas, mínima perturbación del medio ambiente, compatibilidad con otros sistemas de transporte y probabilidad mínima de descomposturas. Habría que añadir a esos factores el funcionamiento bajo cualquier condición climatológica.

El tipo más prometedor de sistema magnético de levitación no requiere tomas directas de corriente eléctrica entre el vehículo y el sistema guía. La levitación magnética soporta al vehículo. Con este fin se alimenta corriente alterna trifásica en las bobinas localizadas en el sistema guía que impulsan al vehículo. La levitación se controla cambiando el voltaje de los electroimanes y la velocidad se controla cambiando la frecuencia del devanado trifásico. Velocidades de 250 a 300 mph son factibles de alcanzarse con un consumo de energía por pasajero-milla algo menor que el de un avión viajando a 500 mph y algo más que el de un auto a 60 mph.

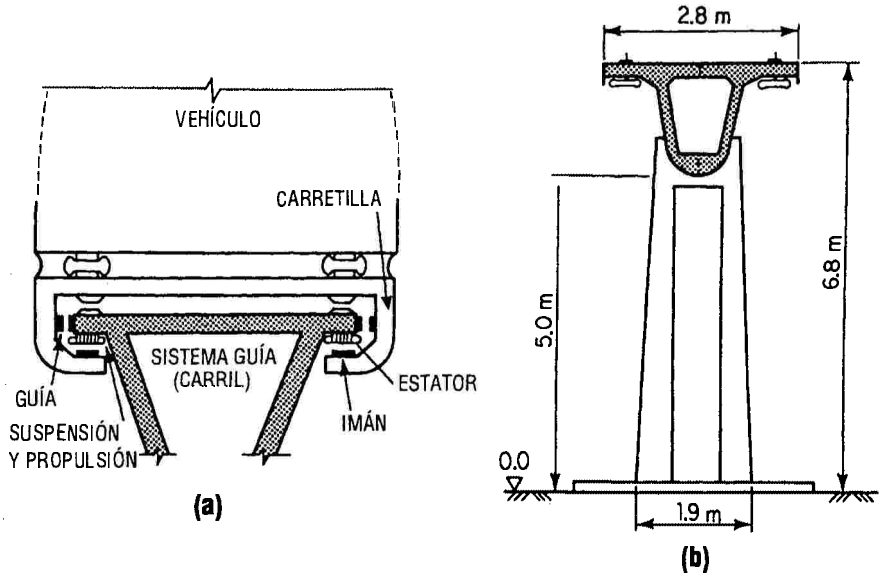


Figura 19.8 Esquema de un sistema magnético de levitación de alta velocidad desarrollado para la República Federal Alemana por Transrapid EMS. (*a*) Sistema de propulsión y levitación del vehículo; (*b*) Sistema guía y pilares de apoyo. Los pilares están separados 25 metros centro a centro.

En la figura 19.8 se muestra un esquema de un sistema magnético de levitación. El sistema guía puede ser elevado por razones prácticas aunque puede ser también subterráneo. Este sistema ofrece muchas ventajas: ningún contacto eléctrico mecánico directo con el vehículo, ausencia de fricción en el sistema guía, en los soportes o en el sistema de propulsión; ninguna parte móvil susceptible al desgaste; alta confiabilidad, buena seguridad para los pasajeros, bajo nivel de ruido, comodidad excepcional de viaje y ninguna contaminación ambiental. Se cree que la inversión inicial, los costos de operación y mantenimiento puede ser competitivos.

De particular interés para los ingenieros civiles en este sistema son la construcción del sistema de guía y de los pilares de soporte (o túneles), el mantenimiento de la superficie y alineación de los carriles y de las señales de advertencia de obstrucciones.

Aunque la levitación se asocia generalmente con un servicio de alta velocidad, la empresa Boeing Aerospace ha desarrollado un vehículo de transporte rápido con suspensión magnética y propulsión lineal que se usa a bajas velocidades y con paradas frecuentes.

(Véase R. D. Thornton, "Flying Low with Maglev", *IEEE Spectrum*, April 1973; Gerhart W. Heumann, "German High-Speed Railroads", *Machine Design*, Sept. 6, 1973; Klaus-Glatzel, G. Khordok, and D. Rogg, "The Development of the Magnetically Supported Transportation System in the Federal Republic of Germany", *Transactions on Vehicular Technology*, vol. VT-2, no. 1, February 1980, Institute of Electrical and Electronics Engineers, 345 E. 47th St., New York, N.Y. 10017.)

19.3 Análisis de costo-beneficio de sistemas de transporte

En Estados Unidos, la construcción de nuevos sistemas interurbanos para transporte de carga por vía férrea incluye, en buena parte, cambios de trazo, revisiones de pendiente y colocación de sistemas de vías para dar servicio a nuevas industrias, minas y canteras así como para el tráfico creciente. La justificación del cambio de trazo estriba en la reducción de curvaturas, con objeto de permitir velocidades mayores o acortamientos de la línea para reducir el tiempo de recorrido y así competir mejor en el negocio de pasajeros y carga. La reducción de la curvatura y extremos cortos de trazo también disminuyen costos de mantenimiento, lo cual ayuda a los ferrocarriles a ser más competitivos con relación a otros medios de transporte. La justificación para las reducciones de pendiente radica en que permiten la operación de trenes más largos con una tripulación, o eliminar el costo de máquinas auxiliares. Los beneficios obtenidos en esta forma pueden determinarse a partir de los datos proporcionados en la sección 19.16. El costo de los

cambios de ruta o línea, o las revisiones de pendiente, deben determinarse a partir del costo del derecho de vía necesario y el costo de construcción de la nueva línea.

Los beneficios del cambio de línea o nivel deben calcularse por el tiempo reducido de viaje, la reducción de fuerza motriz en inventario, disminución de desgaste de equipo rodante, ahorros de combustibles, reducción en costos de conservación de vía, reducción en costos de cambio de componentes de vías y eliminación de instalaciones fijas, incluyendo, pero sin limitarse a desviaciones, estaciones, equipo de señales y cruceros de caminos. Los beneficios de las construcciones de nuevas líneas para industrias, minas y pedreras deben estar basadas en el ingreso agregado que se espera que las nuevas líneas produzcan, comparados contra el costo de construcción, conservación e impuestos por las nuevas vías.

Para los sistemas de tránsito rápido considerado, el análisis de costo-beneficio es más importante. Existen beneficios cuantificables que pueden incluirse en el análisis. Existen también beneficios no cuantificables que deben tenerse en cuenta para tomar la decisión final. Las comparaciones de costo y beneficio deben hacerse entre sistemas alternos de transporte en ferrocarril, así como con otras formas de transporte masivo y sistemas carreteros necesarios para mover un volumen equivalente de personas de manera eficiente en costos.

Los beneficios cuantificables producen una ganancia económica neta, y son atribuibles directamente al sistema de tránsito rápido. Incluyen ahorro en el costo de terrenos, aumento en los valores de terrenos, reducción del tiempo de viaje, disminución del uso de automóviles y costos de estacionamiento, descongestionamiento del tráfico de automóviles, mejoramientos en la calidad del aire, reducción de efectos adversos en el ambiente, disminución de la contaminación por ruido, reducción del congestionamiento en zonas peatonales del área de negocios, disminución de la necesidad de un segundo o tercer vehículo para muchas familias, ahorro en el costo de seguros y transporte.

El análisis del costo-beneficio debe hacerse para un futuro razonable e incluir el crecimiento previsto de la población, amortización del equipo según la tasa de interés que debe pagarse en un periodo de 25 a 30 años (algún equipo ha durado más, pero ha tenido que ser reemplazado debido a su obsolescencia) y el interés sobre el costo de las instalaciones del tránsito rápido (vías, estaciones y talleres). Se supone que los costos de operación y mantenimiento se incluyen en los ahorros cuantificables de costos del transporte.

Los beneficios no cuantificables incluyen el incremento del crecimiento regional, desarrollo de centros comunitarios; beneficios para minorías asalariadas; promoción de nuevos desarrollos industriales; aumento del empleo en la construcción, mantenimiento y operación del sistema; transporte adecuado para jóvenes y ancianos; mejor accesibilidad para instalaciones educativas, institucionales y recreativas, reducción en la contaminación ambiental y de la demanda total de energía.

La mayor parte de las dependencias dedicadas a la planeación del transporte utilizan una perspectiva de 15 años para planear un proyecto y hacer modelos del sistema de transporte. Se desarrollan varios bosquejos para análisis de sistemas alternativos para determinar el programa más eficiente en costos para mejorar el transporte de una localidad determinada. Las alternativas del transporte en ferrocarril, en especial cuando se toma en cuenta la Intermodal Surface Transportation Efficiency Act, están siendo seleccionadas en aquellas ciudades donde el crecimiento y la densidad de la población justifican el costo.

19.4 Selección de ruta

Como quedó establecido en la sección 19.3, las nuevas construcciones de sistemas para pasajeros y de carga entre ciudades incluyen normalmente cambios de línea, revisiones de pendientes o sistemas de vías a nuevas industrias. La única consideración en la selección de rutas es obtener el objetivo deseado al más bajo costo con perjuicios ambientales mínimos. Puesto que la pendiente y las estructuras de los puentes son probablemente los únicos conceptos que pueden variarse, deben utilizarse los mapas geológicos y topográficos que tiene el gobierno en la medida que resulten suficientes. Si está de por medio una considerable cantidad de vía, probablemente convendrá disponer de mapas aéreos del contorno (fotogrametría), primero a gran escala para delinear una o más rutas posibles y luego a escala menor a lo largo de cada ruta para ahorrar las cantidades de pendientes estimadas.

19.4.1 Alineación horizontal y vertical

La pendiente máxima y el mayor grado de curvatura deben establecerse antes de escoger un emplaza-

miento. La pendiente se expresa como la razón entre la elevación y la distancia en porcentaje (1% de pendiente significa que se eleva 1 ft/100 ft). El grado de curvatura es el ángulo central, en grados, subtendido por una cuerda de 100 ft. Es importante que tanto la pendiente como el grado de curvatura se mantengan al mínimo; pero casi siempre una pendiente y un grado de curvatura menores significan un costo de construcción mayor y a veces más tiempo. Deben hacerse estudios de diversas rutas que tengas diferentes pendientes y grados de curvatura, tomando en cuenta las cargas anuales que han de llevarse en el costo de construcción y los costos estimados previstos para la operación del tren. A partir de estos estudios, pueden seleccionarse la pendiente y la curvatura para obtener los costos mínimos. Debe calcularse el tiempo de recorrido para tomar dicha decisión. (Véase también sección 19.4.2).

El ancho de vía (trocha) debe decidirse anticipadamente. El ancho normal de vía en Estados Unidos (y muchos otros países) es de 4 ft 8 ½ in, medido entre las caras internas de las cabezas de los dos rieles de la vía a una distancia de ⅝ de in bajo la superficie de rodadura de los rieles. Debe usarse este ancho si el equipo va a intercambiarse con otros ferrocarriles que tengan ancho normal de vía. Las locomotoras, carros, y el equipo del trabajo mecanizado está fabricado para este ancho.

Se debe seleccionar también una sección transversal del lecho de vía. Se recomienda, para la corona de la vía, un ancho mínimo de 22 ft para la parte superior de la subrasante con subbalasto, balasto y vía colocados en la parte superior. Para desvíos o vías múltiples se recomienda una distancia mínima de 14 ft entre ejes de vías. En los rellenos, los taludes deben ser, por lo menos, de 1 a 1 ½ en tierra, de 1 a ½ en roca suelta y de 1 a ¼ en roca sólida (Fig. 19.9).

Cuando se utilizan técnicas de topografía aérea con puntos de control físicamente localizados a lo largo de la ruta seleccionada, se puede alcanzar un diseño preliminar y final con un mínimo de trabajo de topografía. Con programas de cómputo desarrollados para diseño de ferrocarriles, los ingenieros pueden trazar planos y determinar las cantidades de movimiento de tierras. El enlace de puntos de control al sistema local coordenado también permite el desarrollo de información de derecho de vía, pero los lugares de bosques densos y de matorrales a lo largo de la ruta pueden ocasionar algunos errores en elevaciones del terreno, así como ocultar algunos accidentes del lugar que pueden ser críticos para el logro de un proyecto satisfactorio. En consecuencia, es aconsejable una inspección ocular del lugar antes de seleccionar la alineación final. Antes que se inicie la construcción, debe hacerse un levantamiento final para localizar físicamente los puntos de control y alineación y estaquillar el proyecto, para dar adecuada información para el contratista de obras.

19.4.2 Sistemas de viajes frecuentes y de tránsito rápido

La selección de ruta para estas líneas más cortas se determina por cierto número de factores. Puesto

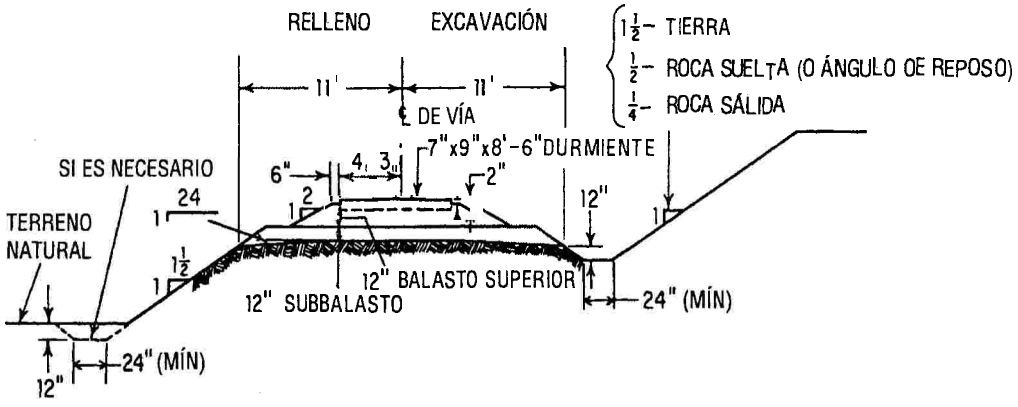


Figura 19.9 Sección transversal típica de la base y balasto de una vía recta simple; balasto superior, alrededor de 3 700 yarda^3 por milla; subbalasto, alrededor de 4 900 yarda^3 por milla (incluye 15% de merma).

que estos sistemas son para el servicio de pasajeros, se prefiere una ruta que atienda al mayor número de usuarios conectándolos a centros de actividades. Esto puede hacerse tomado en cuenta lo siguiente:

Servicio al uso actual de la tierra, que incluye las áreas de mayor empleo, áreas residenciales, instituciones (hospitales, escuelas, iglesias, áreas de recreo y otras instalaciones públicas), campos deportivos, zoológicos, parques y otras áreas culturales y de diversión.

Disponibilidad del derecho de vía como factor importante en el costo. Los alineamientos que usan el derecho de vía existente, tierras ociosas y terrenos y calles de propiedad pública, minimizarán los costos de adquisición y reubicación de casas y negocios.

Planes y proposiciones actuales de proyectos públicos y privados con miras al futuro.

Impactos de tránsito propuesto en el medio ambiente, ruido, vecindarios que se crucen, seguridad y oportunidades para mejorar el crecimiento de barrios.

Para las líneas de tránsito rápido es posible utilizar pendientes más pronunciadas que para las líneas de pasajeros o carga entre cuidades, aunque aquí también las pendientes prácticas mínimas proporcionen economías en la operación. Para curvas horizontales, el grado de curvatura debe mantenerse en el mínimo práctico. La curvatura máxima permitida depende de la velocidad de operación deseada, la cantidad de sobreelevación que debe proporcionarse y de las características del equipo rodante. Debe prestarse atención también a la longitud de los carros que van a operarse en vías subterráneas, debido a que entre más pronunciada sea la curva, es mayor el ancho requerido (debido al sobrevuelo) y al costo más elevado de construcción del túnel.

Para un sistema de tránsito rápido se han establecido las siguientes normas de vía:

Tangente: longitud mínima deseada, 500 ft, y mínimo absoluto, 75 ft; extensión en las estaciones, 100 ft a partir de la longitud de la plataforma.

Curvatura: radio mínimo deseable para vías de líneas principales, 1000 ft; para vías de patio, 250 ft; radio mínimo de vía en túneles circulares, 1000 ft.

Deben utilizarse curvas de espiral o de transición entre tangente y curva de 1° o más, excepto en vías de patio o de baja velocidad; también deben usarse entre curvas compuestas.

Pendientes: máxima entre estaciones, 3.5%; a través de estaciones y vías terminales de almacenamiento, 0.3%; otras vías de almacenamiento y área de patios, a nivel; longitud mínima de perfil con pendiente constante, 500 ft.

Se deben usar curvas verticales entre cambios de pendiente; longitud mínima de curva, 100 veces la diferencia algebraica de las pendientes conectadas pero no menos de 200 ft. Cuando se combinan curvas verticales y horizontales y se presenta una sobreelevación en exceso de 1 in, la longitud debe ser el doble.

Las curvas inversas no se deben usar si no se incorpora la longitud mínima de tangente o la requerida para los dos tramos rectos de la elevación, la mayor de las dos.

La sobreelevación debe ser la de equilibrio para la velocidad permitida con un máximo de 4 in. Una elevación desbalanceada de hasta 2 ½ in se permite para velocidades que requieran una elevación mayor de 4 in.

19.4.3 Derecho de vía

Para líneas interurbanas de pasajeros y de carga, el derecho de vía necesario debe ser el determinado para acomodar el número de vías y el talud para los cortes, rellenos y bancos de préstamo. A menos que la línea se localice en una zona densamente poblada o el costo del terreno sea muy alto, se debe procurar un derecho de vía mínimo de 50 ft de ancho a cada lado de la vía. También se deben reservar espacios para alguna estación o patio que se requiera.

La ubicación de patios para recibir, clasificar y de salida está sujeta principalmente a las condiciones de operación. Alguna vez los patios estuvieron colocados entre divisiones con diferentes pendientes dominantes. Con la energía diesel y para evitar demoras debidas a maniobras de patio, es preferible manejar el mismo tren desde su origen hasta su destino, agregando o quitando unidades diesel en los puntos intermedios si las condiciones lo justifican.

Los sistemas de tránsito rápido bajo la superficie, a nivel o en estructuras elevadas son ventajosos en regiones densamente pobladas. Los costos de construcción, efectos de su construcción en negocios y viajes, así como los costos de conservación a largo

plazo y los efectos del sistema de transporte en negocios y viajes deben ser considerados para determinar el mejor derecho de vía para el sistema seleccionado para transporte colectivo al servicio de una zona específica.

19.5 Colocación de vías

La colocación de las vías en la cama preparada —incluye el corte, relleno y el corte de laderas— o sobre la superficie de terreno natural es lo más económico y se prefiere cuando puede llevarse a cabo. Sin embargo, en algunos casos, son más convenientes otros emplazamientos, por ser más importantes que el costo inicial. Esto se aplica particularmente a los sistemas de tránsito rápido por construirse.

En algunos casos se ha visto que una ciudad ha destinado el espacio para vías en la franja media de supercarreteras, antes de la construcción de vías de tránsito rápido en fecha posterior cuando lo exigiera el crecimiento de la población. En este caso, la localización de la vía ha sido ya decidida. De otra forma, las vías para nuevos sistemas de tránsito deben construirse sobre cama abierta donde esto sea posible.

En áreas residenciales, las vías deben ser elevadas o estar ubicadas en cortes abiertos para evitar los cruces a nivel con las calles. La elección se hace, sobre todo, con base en cuál cuesta menos desde el punto de vista de la inversión inicial y del mantenimiento. Los cortes abiertos probablemente requerirán muros de contención de concreto reforzado a cada lado de las vías, con una cerca de alambre y alambre volado de púas en la parte superior de cada muro de contención, para evitar que los niños u otras personas caigan en el corte. Esto puede evitarse utilizando un túnel, pero éste es más costoso de construir y mantener.

Las vías elevadas son preferibles a los cortes en la mayor parte de los casos. Aquéllas tienen desventajas, principalmente en términos de estética y por los efectos del ruido sobre los habitantes de las cercanías. Sin embargo, en la construcción moderna de vías elevadas, el soporte de la vía puede ser de concreto reforzado o concreto preesforzado, o una combinación de los dos, y tener aspecto agradable. La construcción elevada puede tener una cubierta de balasto, de manera que las vías estén soportadas por éste, lo cual reduce mucho el ruido, o bien, los rieles se apoyan directamente sobre el piso de concreto, en cuyo caso se usan sujetadores especiales con cojines elásticos entre los rieles y la base para reducir el nivel de ruido. En la figura 19.10, por ejemplo, se muestran los sujetadores de riel usados por la Toronto Transit Commission para la construcción de las vías tangentes subterráneas. Se inserta un cojín de hule bajo la placa de acero del riel para atenuar el ruido y la vibración. En la figura 19.11 se muestra el sujetador Landis de fijación directa del riel, desarrollado para usarse en el sistema de tránsito rápido en la bahía de San Francisco y empleado más tarde en otras instalaciones. Este dispositivo, para fijar directamente el riel a una estructura rígida, de soporte incorpora un cojín conector, consistente en una placa de acero de sujeción del riel de ½ in de espesor y una placa de acero de base de ¼ de in de espesor adheridas a las caras de un cojín elastomérico de ¾ de in de espesor. La placa base se atornilla directamente a la estructura de soporte. El cojín elastométrico no sólo aísla la placa del riel de la placa base, sino que también permite una deflexión elástica de alrededor de ¼ de pulgada, para atenuación del ruido y la vibración.

Un nivel de ruido de 70 a 75 dB(A) es semejante al que se detecta en áreas residenciales, y otro de 70 a 80 dB(A) es común en los distritos comerciales y mercados. En áreas residenciales, las vías no deben estar a menos de 100 a 120 ft para estructuras elevadas o balastos a nivel o sobre rellenos. Para velocidades de 50 mph o superiores, debe colocarse una barrera de sonidos entre la vía y cualquier casa situada a menos de 120 ft. En áreas comerciales y de mercados, las vías pueden estar hasta a 30 ft de los edificios, siempre y cuando se coloque una barrera de sonido. La barrera de sonido puede ser un muro vertical que se extienda desde el terreno hasta 10 in arriba de la parte superior del faldón lateral del carro, con una holgura de 8 a 10 in, recubierto en la cara interna con material acústico. (La mayor parte del ruido que produce un carro de tránsito rápido proviene de los impactos de las ruedas en general.) Tal barrera hará descender el nivel de ruido a cerca de 12 dB(A). El uso de rieles soldados continuos con la superficie de rodadura repasada periódicamente con un carro rectificador o de repaso, o un tren de tales carros, también puede ser útil para reducir el nivel de ruido. Asimismo, es deseable mantener lisas las ruedas de los carros para reducir el ruido de los impactos.

El servicio de una línea de transporte rápido bajo la superficie en una zona financiera importante

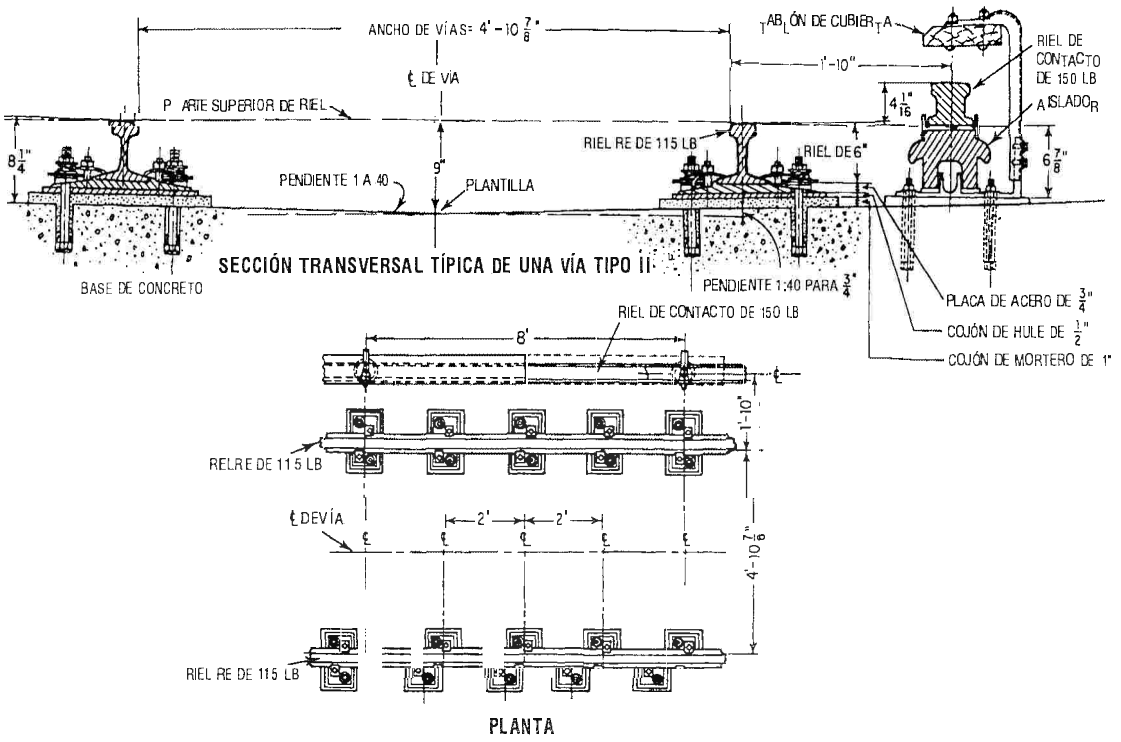


Figura 19.10 Construcción de una vía tangente empleada en ferrocarriles subterráneos de la Toronto Transit Commission.

puede eliminar los efectos adversos del ruido de un tren y reducir las necesidades de espacio en las calles. Elevar las vías también reduce el impacto en el espacio de las calles, pero tiene la desventaja de reducir la penetración de luz solar al nivel de la calle. La construcción y otros costos de un sistema de transporte bajo la superficie o tren elevado, sin embargo, son mayores que los de una línea de tránsito rápido de superficie. Varios sistemas de transporte rápido están en operación satisfactoriamente con alineación de superficie con soportes flexibles y riel soldado continuo. Los diseñadores de estos sistemas toman en cuenta el efecto en el tránsito. El uso de soportes flexibles para los rieles (Figs. 19.10 y 19.11), rieles soldados esmerilados periódicamente y ruedas conservadas maquinadas hasta dejarles una superficie pulida reducen al mínimo las vibraciones de trenes y que se transmiten por tierra a edificios cercanos.

Capacidad de ferrocarriles ■ En las líneas para pasajeros y carga entre ciudades, la ubicación de las vías de paso y de patio debe tomarse en cuenta a fin de establecer la rasante. Si la línea es para una sola vía, el tiempo que toma el tren *A* para ir desde una vía de paso a la siguiente y encontrar al tren *B*, y para que el tren *B* llegue a la primera vía

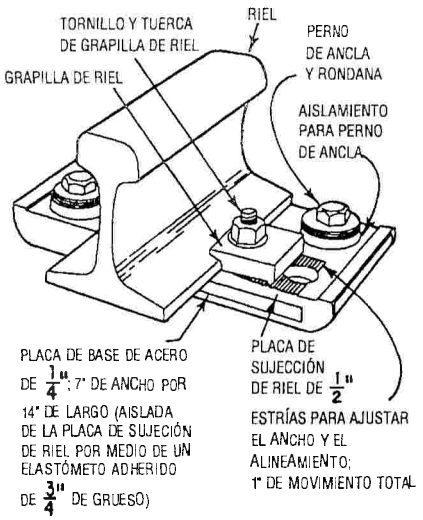


Figura 19.11 Sujetador Landis de fijación directa para riel.

de paso, determina la capacidad en trenes por día. En consecuencia, las líneas de paso, poco espaciadas entre sí, aumentan la capacidad de la línea que aquéllas en que están muy separadas.

Las desviaciones deben ser lo suficientemente largas para la máxima longitud de tren en la línea principal. Si se usa control centralizado de tráfico, son preferibles vías de paso aún más largas que permitan el paso sin detener los trenes.

Capacidades de pasajeros ■ Las líneas de tránsito rápido y de viajero frecuente son de doble vía en la mayor parte de los casos. Es necesario tener vías de enlace localizadas apropiadamente para permitir el uso de una sola vía en periodos de receso, de modo que puedan efectuarse las reparaciones, hacer a un lado algún carro descompuesto, o desviar algún tren, realizar reparaciones del tercer riel o trole, u otras maniobras. Sin embargo, no puede esperarse que agregar vías de enlace ayude mucho a la capacidad de tráfico de una línea de doble vía. Agregar una tercera o cuarta vías sería más eficaz para aumentar la capacidad, si fuese necesario.

En algunos lugares de alta demanda en horas de gran movimiento (por la mañana y las tardes), los sistemas de pasajeros operan de manera satisfactoria en líneas ferroviarias de carga ya existentes. Estos sistemas dan espacio al tránsito a mañana y tarde, y el tráfico de carga utiliza las líneas cuando los trenes de pasajeros no operan. Uno de estos sistemas proporciona servicio de emergencia durante el día a usuarios que viajan de regreso a suburbios.

La capacidad de un sistema de doble vía, riel doble de acero, es normalmente de alrededor de 40 000 pasajeros por vía por hora. Esto está basado en trenes de 10 carros, con 300 pasajeros por carro, en operación a intervalos de 5 minutos. El factor determinante es el tiempo necesario para que un tren se interne en una estación, descargue y cargue pasajeros y salga de la estación.

Si se contemplan capacidades de esta cantidad, o más, el diseño de una estación debe planearse de conformidad. Capacidades de más de 40 000 por vía por hora son posibles si las estaciones se pueden diseñar para manejar pasajeros en la cantidad propuesta. Normalmente, todos los pasajeros de un tren no suben o bajan en una sola estación, excepto en las estaciones que ubicadas cerca de estadios de béisbol, de fútbol, u otras similares desde donde puede subir o bajar un gran número de pasajeros en corto tiempo; también es excepción alguna emergencia que requiera que muchos pasajeros salgan rápidamente de una estación.

19.6 Ubicación y características de las estaciones

Las ubicaciones de estaciones ya han sido establecidas en Estados Unidos para trenes de pasajeros y sistemas de transporte rápido de pasajeros. Muchas estaciones existentes, sin embargo, están siendo modificadas o sustituidas para cumplir con leyes federales que requieren acceso a personas discapacitadas y otras medidas de seguridad. Las estaciones de pasajeros de servicio de viajero frecuente están ubicadas en suburbios o zonas urbanas a pocas millas unas de otras, y donde terminales de autobuses generan un gran volumen de pasajeros para justificar una parada de trenes. Por lo general, no todos los trenes de pasajeros se detienen en todas las estaciones sino que se establece un horario para dar servicio con una frecuencia razonable, en particular en horas de gran movimiento por la mañana o la tarde, en estaciones con volumen de tráfico relativamente bajo.

19.6.1 Estaciones para tránsito rápido

Al planear nuevos sistemas, deben considerarse varios factores para decidir la ubicación de estaciones:

Restricciones físicas: espacio disponible para la estación, lugar para estacionamiento, espacio para la circulación de automóviles y autobuses.

Accesibilidad: localización conveniente dentro de la red de avenidas y arterias y rutas alimentadoras de autobuses.

Potencial de servicio: es el número de personas, amas de casa, estudiantes y tipos diferentes de empleados localizados a 700, 1500 o 3000 ft de cada estación. La mayoría de la gente que vive o trabaja dentro de los 1500 ft de distancia de una estación, caminará hasta ella. En las afueras, en las áreas de baja densidad, los automóviles y las líneas alimentadoras de autobuses extenderán el área de servicio de una estación.

Utilidad para instituciones mayores y centros: escuelas, hospitales, áreas de recreo (incluso instalaciones deportivas) y las grandes concentraciones industriales y comerciales localizadas 700 ft en torno de cada estación.

Oportunidades de desarrollo: potencial de desarrollo de estructuras abandonadas o deterioradas en un radio no mayor de 700 ft de cada estación.

Efectos en el vecindario: congestionamiento localizado de tránsito, reforzamiento de los centros y límites comunitarios y adaptación a los planes locales de desarrollo.

Viajes proyectados: número de pasajeros que entran o salen de cada estación, proyectados para 15 a 25 años, dependiendo de las necesidades de planeación de transporte. El factor pasajero-asiento-milla (1 pasajero que recorre 1 milla) es una medida útil para comparación de costos entre los diferentes modos de transporte.

A partir de lo anterior, será posible determinar (tentativamente) la localización de cada estación para atraer el máximo número de pasajeros y ofrecer el mejor servicio. Las estaciones deben colocarse más próximas entre sí en las áreas en que se espera el mayor número de pasajeros, no sólo para dar mejor servicio sino también para eliminar el congestionamiento indebido dentro de la estación y fuera de ella.

19.6.2 Andenes

Deben ser tan largos como el tren más largo que vaya a operarse. Para trenes de pasajeros y de servicio de viajero frecuente, los andenes o el área pavimentada para cada carga y descarga están generalmente en el lado externo de la vía o de las dos vías. Además, la mayor parte de los andenes existentes están al nivel de la parte superior del riel y son de 6 ft o más de ancho. Sin embargo, en las construcciones nuevas de servicio de viajero frecuente y de tránsito rápido, es preferible ubicar los andenes entre las vías a una altura de 42 in por encima del riel. El ancho del andén en ningún caso debe ser menor de 10 ft y debe proporcionar un espacio de ocupación de 8 ft^2 por persona cuando la multitud es máxima. En un sistema subterráneo, debe diseñarse un andén entre vías de alrededor de 30 ft de ancho. Para sistemas de superficie, una banqueta o rampa ya existentes y que satisfagan los códigos de construcción se pueden utilizar para el acceso a los trenes, dependiendo del tipo de carros.

19.6.3 Disposiciones para circular en estaciones

Otros criterios importantes, además de todas las medidas adecuadas de seguridad, son la capacidad de manejo de tráfico, información adecuada y orientación. Deben colocarse a la vista mapas del sistema que muestren todas las líneas y estaciones. La estación donde esté el señalamiento debe destacarse con claridad de las demás. Las estaciones deben contar con una zona despejada y una para el servicio. Es deseable dotar las concesiones de la zona despejada con las instalaciones indispensables como salidas eléctricas, agua corriente, etc., en un lugar apropiado. Las expendedoras automáticas operadas con monedas deben instalarse en la zona despejada, pero tanto esas como las concesiones deben colocarse de manera que no dificulten la libre circulación de pasajeros que van a los trenes o vienen de ellos.

Debe tenerse margen de seguridad mínimo de 8 ft a lo largo de la estación y el andén. Debe ofrecerse un espacio adecuado para las taquillas o las instalaciones de boletos para permitir que la fila de compradores de boletos no obstruya el flujo de pasajeros.

Los pasillos y escaleras deben localizarse de modo que el ascenso y descenso resulten balanceados, normalmente en cada extremo del andén, a media longitud del andén, o en ambos. Un andén tipo isla entre dos vías es preferible a un andén en cada lado de éstas.

Para determinar el espacio necesario para puertas de entrada y salida, que deben abrirse o ser giratorias, debe calcularse el número máximo de pasajeros que pasarán por ese lugar en cualquier periodo de 15 minutos en horas de máximo movimiento. Debe haber suficiente espacio para desalojar los andenes en condiciones normales dentro del intervalo de tiempo entre trenes. Para la evacuación de emergencia de un tren, deben tomarse medidas para desalojar un andén en 4 minutos, para lo cual el diseñador puede suponer una capacidad de 25 pasajeros por minutos por pie de ancho de pasillos, 20 pasajeros por minuto por pie de ancho de escaleras, y 100 pasajeros por minuto por cada escalera eléctrica de 48 in de ancho. Debe haber un ancho complementario en escaleras para permitir la evacuación si falla una escalera eléctrica.

Las estaciones deben contar con teléfonos, sanitarios, gavetas para ropa y cuartos de servicio para el personal, como se requiere.

Siempre que se utilicen escalones para acceso, debe contarse con una rampa, montacargas o elevador para el acceso de personas discapacitadas. El acceso debe estar iluminado cuando así lo requiera la seguridad. Los escalones y rampas deben estar

despejados, o con arena cuando están expuestos a la intemperie; los pasamanos deben satisfacer los requisitos de códigos de construcción y estar a ambos lados. Todos los pisos de escaleras y pasillos deben estar limpios, secos y cubiertos de material antiderrapante. Con este objeto, debe haber pequeñas depresiones paralelas a las paredes laterales y deben añadirse a ellas el drenado adecuado.

Deben instalarse escaleras eléctricas para ascender pasajeros cuando la altura de la escalera sea mayor de 12 ft, y para bajarlos cuando la escalera sea mayor de 24 ft.

19.6.4 Consideraciones ambientales en el diseño de estaciones

La construcción de la estación debe realizarse cumpliendo los reglamentos de construcción en vigor. Deben proporcionarse un alumbrado adecuado, nivel de ruido aceptable, aereación agradable, apariencia atractiva tanto desde el punto de vista de la decoración como de la limpieza, control del viento y de olores y circulación fluida (por medio de señales direccionales, si es necesario).

El **alumbrado** es de la mayor importancia para la seguridad de los pasajeros. La tabla 19.1 es una guía para los niveles mínimos de iluminación en diferentes lugares. Los señalamientos al nivel de la calle, iluminados por la noche, deben indicar claramente las entradas al sistema de transporte colectivo y la estación. Las escaleras ascendentes o descendentes también deben estar iluminadas cuando se requiera para mayor seguridad.

Ventilación subterránea ■ Los objetivos son:

Proporcionar un ambiente confortable para jefes y empleados.

En caso de incendio, controlar y desalojar el humo y proporcionar aire fresco para la evacuación de pasajeros y para el personal de bomberos.

Eliminar el calor generado por la operación normal del tren.

Controlar condensados y niebla y eliminar gases y olores molestos o peligrosos.

La acción de los trenes, semejante a la de un émbolo, proporcionará una considerable cantidad de ventilación si se proveen lumbreras apropiadas de ventilación. Si es necesario, se debe contar con ventilación mecánica suplementaria. Puede obtenerse la máxima ventilación tipo émbolo, si la acción del túnel subterráneo tiene dimensiones similares a la sección transversal del tren, tanto como lo permitan los requisitos de holgura, con un túnel o subterráneo separado para cada vía. Las lumbreras de los ventiladores deben colocarse en relación con las lumbreras de las ventilas y las estaciones, de manera que se asegure que todas las secciones del subterráneo y las estaciones puedan purificarse en condiciones de emergencia. La medida de ventilación debe satisfacer la medida de purificación. Se recomienda una velocidad mínima de aire de 4 ft por segundo para determinar el tamaño de ventiladores y accesorios. Las ventilas y otras aberturas deben contar con parrillas o rejillas y situarse de modo que sea posible aspirar aire limpio. Si es necesario debe darse tratamiento acústico a las lumbreras. Los ventiladores para emergencia deben conectarse a dos fuentes separadas de energía y deben funcionar por medio de controles remotos localizados en una estación de control.

TABLA 19.1 Niveles mínimos de iluminación que se recomiendan en estaciones de pasajeros*

Ubicación	Iluminación en ft-bujías (fc)
Andén subterráneo	20
Andén, bajo cobertizo en la superficie y al descubierto	15
Extremos de andén descubierto, superficie	5
Mezzanine	20
Área de boletos, torniquetes	30
Pasillos	20
Escaleras y escaleras eléctricas	25
Taquillas	100
Concesiones y áreas de máquinas vendedoras	30
Elevador (interior)	20
Entrada al subterráneo, sobre el terreno (día)	30
(noche)	10
Baños	30
Cuartos de servicio	15
Cuartos de equipo eléctrico, mecánico y control del tren	20
Áreas de almacenaje	5

*Tomado de *Guidelines for Design of Rapid Transit Facilities.* American Public Transportation Association.

(*Subway Environmental Design Handbook*, vol. 1, Urban Mass Transportation Administration, Washington, D.C. 20590.)

19.6.5 La seguridad y las comunicaciones

La seguridad puede suministrarse mejor con cámaras de televisión en circuito cerrado colocadas estratégicamente en la estación, pasillos y andenes. Estos aparatos deben estar vigilados en cada estación por un empleado y en la estación central de control. Una alternativa para trenes sería contar con monitores para que el operador pueda ver los carros y pueda comunicarse con el agente de seguridad más cercano y con la oficina central de control.

Debe disponerse de comunicación telefónica entre estaciones y entre éstas y la oficina central de control. Debe considerarse la posibilidad de que el personal de seguridad disponga de radios portátiles para que los agentes de estación puedan comunicarse con la oficina central de control. Este tipo de radio no es eficaz en túneles o subterráneos, de modo que a qué operadores se les den dependerá de las porciones de la línea que sean abiertas o elevadas. O se puede instalar una antena especial a lo largo del subterráneo para facilitar el uso de radios portátiles.

19.6.6 La recolección de pasajes

Debe efectuarse generalmente en los trenes, si se trata del servicio de viajero frecuente; pero ha de realizarse en las estaciones si es de servicio de tránsito rápido. Para este objeto, el personal de la estación puede ayudarse con torniquetes que funcionen con monedas, boletos codificados o algún otro método adecuado. En algunos servicios conmutadores o de tránsito rápido se usan máquinas expendedoras que funcionan con monedas (o billetes y monedas) para vender los boletos codificados y se emplean torniquetes controlados por computadora para recogerlos y verificarlos. En algunos sistemas de tránsito es posible vender boletos al ingreso sin necesidad de emplear torniquetes o recolección de boletos. El éxito de tales métodos depende de la honestidad y vigilancia del cliente. Algunos sistemas establecen una zona central con recorrido libre aunque con determinación de la tarifa exacta por distancia dentro de esa zona. Un sistema que ha experimentado alrededor de 150 fallas en un mes con 43 máquinas que dan cambio, y menos de una falla por máquina al mes, garantiza este sistema de torniquetes controlados por computadora.

19.6.7 Vías entre estaciones del sistema

Entre las estaciones del sistema, las vías generalmente están separadas por paredes del túnel o por paredes de concreto. Debe haber pasillos de un ancho mínimo de 2 ft en un lado de todas las secciones de túnel de la línea; para la operación de trenes de alta velocidad, debe haber un pasamanos en la pared, 3 ft arriba del piso. Los pasillos deben instalarse en lados adyacentes de la pared para permitir enlace entre los pasillos. Debe haber cruceros a no más de 1000 ft entre sí para trabajadores y evacuación de emergencia de pasajeros.

(*Guidelines for Design of Rapid Transit Facilities*, American Public Transit Association, 1225 Connecticut Ave., NW, Washington, DC 10006.)

19.7 Terminales de pasajeros

Comprenden todas las instalaciones necesarias para el manejo de pasajeros, equipaje, correo y paquetería y para efectuar el servicio, la reparación y el almacenaje de carros y locomotoras. Las instalaciones incluyen espacio para el estacionamiento de automóviles; áreas de acceso, espera, carga y salida de taxis; venta de boletos; salas de espera y de reposo; puestos de periódicos y concesiones; cafetería, restaurante, bar y fuente de sodas; casetas de teléfono y telégrafo; carretillas de equipaje; casilleros o gavetas de seguridad; sala de documentación; medios para el manejo de correo, paquetería y equipaje; acceso a los trenes y escaleras, escaleras, escaleras eléctricas y elevadores para los trenes.

Debe haber 20 ft entre eje o centro de cada vía con respecto a otra, con andenes pavimentados entre ellas. Los andenes deben estar cubiertos con un techo de tipo adecuado. Debe dejarse un paso para pasajeros de mínimo de 6 ft de ancho en andenes, escaleras y rampas. La inclinación de las rampas no debe exceder la pendiente máxima requerida para el acceso de personas discapacitadas o el señalado por el código local de construcción. Los andenes deben tener hidrantes, tomacorrientes, conexiones de vapor y zapatas de freno disponibles en los puntos de servicio para trenes de paso. El manejo de equipaje, correo y paquetería requiere andenes por separado o andenes anchos, de modo que los camiones puedan pasar sin interferir con los pasa-

jeros, las rampas ni las bandas transportadoras; deben contar además con un espacio adecuado para clasificar y transbordar los bultos a otros trenes o camiones.

El servicio a las locomotoras y los carros requiere un patio de carros, de preferencia con un lavador mecánico para lavar todo el equipo conforme éste entra al patio. Las vías en este patio deben estar a nivel y separadas 20 ft entre centros. Deben tener plataformas de concreto entre ellas. Es conveniente disponer de una fosa de inspección de 36 in de ancho y 38 in bajo la cabeza de los rieles en algunos tramos de las vías. De preferencia, esta área debe estar techada para facilitar el trabajo cuando hay mal tiempo. Debe haber fosas para el montaje y desmontaje de ruedas. Otras instalaciones necesarias son: hidrantes que satisfagan los requisitos del U.S. Public Health Servicie; agua caliente; conexiones de aire a baja presión para limpieza; conexiones de alta presión para frenos de aire; salidas para servicio eléctrico que incluya corriente alterna de 220 volts para equipo de aire acondicionado; líneas de suministro de vapor; alumbrado para la operación nocturna; una provisión conveniente de zapatas de freno y ruedas de carro montadas; tractores de carros; instalaciones para los carros-comedor; edificio de servicios con oficinas, sanitarios, lavabos, estantes, cafetería y almacén; talleres de reparación, eliminación de basura; protección contra incendios; planta de embotellado para recargar tanques de gas y equipo de suministro de combustible y arena para locomotoras.

La medida en que deben procurarse todas estas instalaciones y servicios depende del número de trenes y de pasajeros que deban atenderse durante los periodos de mayor movimiento, con alguna tolerancia por el retraso de trenes. Las recomendaciones detalladas en relación con el número de pasajeros atendidos pueden consultarse en el *Manual for Railway Engineering* de la American Railway Engineering Association, 2000 L St., N.W, Washington, D.C.20036.

Terminales de servicio de viajero frecuente ■ Éstas comprenden la mayor parte de las instalaciones citadas para terminales de pasajeros, excepto la cafetería, el restaurante y el bar, que dependen de la ubicación, del volumen de pasajeros y la demanda. Probablemente tampoco sean necesarias las carretillas de equipaje ni la sala de documentación, manejo de correo, equipaje y paquetería.

Terminales de tránsito rápido ■ Los requisitos para estaciones aparecen en la sección 19.6. Las instalaciones de la terminal en cada extremo de la línea sirven para almacenaje de carros y se necesita un taller para reparaciones de emergencia. Debe contarse con un taller de mantenimiento general y programado de carros en la ubicación más apropiada desde el punto de vista de su accesibilidad en operación, disponibilidad de terreno, factores ambientales, etcétera.

Para vías de almacenaje, la longitud necesaria puede determinarse calculando el número de carros requerido para los movimientos en hora de mayor actividad, más el 10% para unidades que reemplacen los carros fuera de servicio por reparación. Las vías de almacenaje deben estar niveladas y conducir a otras con una pendiente no mayor de 0.3%. Las curvas no deben tener un radio menor de 200 ft, o ser mayores si el diseño de los carros así lo exige.

Debe contarse con una o más áreas de talleres en la ubicación seleccionada para hacer reparaciones del equipo eléctrico, hidráulico, neumático, de control y bajo los carros (incluso fosas de desmontaje); reparaciones mecánicas; repaso de ruedas y pintura y reparación de asientos. Debe haber un lavador automático de carros. Es conveniente que todas las áreas mencionadas, excepto el lavador, se encuentren bajo techo; el trabajo debe programarse al estilo de una línea de ensamble y todo debe automatizarse y los trabajadores deben tener herramientas eléctricas o neumáticas en la medida en que las haya disponibles.

Las áreas de almacenaje y de taller deben rodearse de una cerca adecuada para evitar el paso de personas ajenas, por seguridad y a fin de eliminar los hurtos. Se requiere un vigilante o puerta automática para proteger las vías o caminos de entrada a las áreas de almacenaje y de taller. Es apropiada una alambrada de 7 ft de altura con alambre de púas arriba, dentro del derecho de vía.

19.8 Terminales de carga

En la mayor parte de los casos se necesita una o más instalaciones de patio. Éstas deben contar con un patio de recepción, un patio de clasificación, vías de almacenaje, reparación, casa de máquinas y patio de salida (*Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association). Los ferrocarriles que presten servicio de carga deben contar, además de las vías normales de patio, con vías de paso para

trenes que requieran mínimo manejo o no requieran ser clasificados. Las vías de paso deben estar ubicadas de modo que satisfagan los requisitos de inspección de la American Association of Railroads, con capacidad para tripulaciones para cambio de tren y permitir que los trenes avancen con mínimo de demora. En algunos casos, estas vías han permitido una reducción del número de vías de patio necesarias para el manejo de trenes.

Un patio consta de una serie de vías paralelas en las que se colocan carros, con una vía de escalera o de clasificación en cada extremo. Un cambio conecta cada vía paralela con la vía de clasificación. Así, esta última es un medio para poner o sacar carros de cada vía paralela.

El patio de recepción debe ser accesible desde la línea principal. Sus vías deben tener la longitud suficiente para dar cabida al tren más largo sin tener que repartirlo en dos vías. El número requerido de vías de recepción depende del espaciamiento entre las llegadas de trenes y el tiempo necesario para clasificarlos. Debe darse un espaciamiento de 18 ft entre vías maestras paralelas; 15 ft entre una vía maestra y una vía paralela cualquiera y no menos de 13 ft, de preferencia 14 ft, entra las vías de patio. Puede necesitarse espaciamiento adicional, según las necesidades de inspección de carros y otras, tales como limpieza y reparación. Es conveniente una pendiente no mayor de 0.15% para evitar que se muevan los carros no frenados.

El patio de clasificación puede ser plano, si el número de trenes y la cantidad de cambios son relativamente pequeños. De otra forma se debe usar un patio de gravedad o "de lomo" (también llamado "de joroba").

Un patio de lomo o de gravedad hace uso de ésta para activar la clasificación de carros. El tren de carros se empuja hasta un lomo, punto desde el que uno o más carros se desenganchan en movimiento sucesivamente y se les deja rodar por el declive hacia el patio de clasificación. La altura del lomo debe bastar para impartir la velocidad suficiente para superar la resistencia a la rodadura de cada carro hasta el punto más alejado del patio. En consecuencia, si la distancia desde el lomo hasta el punto más alejado es de 3000 ft y la resistencia al rodamiento del carro más lento, en condiciones climatológicas desfavorables, es de 10 libras por tonelada, equivalente a una pendiente de 0.5%, se necesita una altura de lomo mínima de 15 ft. Otro requisito es que la vertiente del lomo sea lo bastante inclinada y larga para separar los carros lo suficiente, de manera que permita la operación de los cambios y despejar los mismos antes del siguiente carro. Usualmente, la altura del lomo es de 16 a 20 ft. Se colocan dos o tres juegos de retardadores para controlar la velocidad de los carros en las vías de clasificación. Los retardadores se colocan de manera que cada carro se deslice la distancia deseada y se acople con un carro parado sin un impacto excesivo (hasta 4mph).

La velocidad de aproximación es de alrededor de 1 mph. En un patio completamente automático, llamado de "apretar botones", el operador oprime un botón numerado, que corresponde al número de la vía hacia la que se desea que vaya un carro. Cuando se desgancha el carro, éste rueda hacia abajo y se pesa, si se desea, en una báscula electrónica de vía mientras el carro está en movimiento. También puede medirse la resistencia al rodamiento del carro determinado el cambio de velocidad en una distancia dada de vía. Esta información se envía a una computadora de control.

La carga aproximada de las ruedas se mide con un dispositivo de vía. La lectura va a una computadora para limitar la cantidad de retardamiento, de modo que las ruedas no sobrepasen el retardador. La velocidad del carro se mide conforme éste se aproxima a cada retardador y esta información va a la computadora. Cuando el operador oprime el botón para seleccionar el número de vía, la computadora registra la resistencia al rodamiento hasta el punto más alejado en esa vía. Un gatillo de rueda en cada vía corrige este valor según la longitud ocupada por el número de carros que ya ha sido colocados en esa vía. A partir de estos datos, la computadora de control determina la velocidad que debe tener el carro al salir del último retardador para rodar hasta el punto deseado y retarda el carro a esa velocidad. En general, se emplea un dispositivo de radar para medir la velocidad del carro. Los retardadores son accionados en forma neumática; pero son controlados electrónicamente. Los cambios de vía son activados en forma eléctrica por la computadora, según el número de vía seleccionado para el carro.

Se han probado diversas pendientes para vías de clasificación. En general, se obtienen buenos resultados con una pendiente aproximada de 0.12%.

El patio de salida debe tener la longitud suficiente para dar cabida al tren más largo. Si es posible, debe estar a nivel. Si la pendiente es con-

traria a la dirección de arranque, aquélla debe ser por lo menos un 20% inferior a la pendiente dominante que opera en dicho tren. El espaciamiento entre las vías debe ser el mismo que para el patio de recepción.

Las vías de reparación de carros deben estar provistas de lo necesario para dar cabida al número de carros que se van a reparar y tomar en cuenta el tiempo de reparación. Estas vías pueden espaciarse 18 ft y alternarse con espacios suficientes para el equipo mecánico. Se debe proporcionar entre las vías un camino pavimentado a la altura de los rieles. Es conveniente disponer de un edificio de reparación pavimentado de la altura de los rieles, así como de un edificio de reparación de carros con el número necesario de vías, a lo largo de las cuales pueden moverse los carros por medio de cables y dispositivos neumáticos. Éstos proporcionan condiciones más eficaces de trabajo y equipo mecánico para las labores de reparación con costo y demora mínimos. Algunos talleres utilizan un vehículo grande montado en un *truck* (conjunto de rodamiento) para mover carros, o un vehículo con llantas de hule y ruedas para vías para el ingreso y salida de los carros del taller.

Normalmente se necesita **una casa de máquinas** para dar servicio y almacenaje a las máquinas de patio y de camino. Para tener un servicio más eficiente, la casa de máquinas debe tener plataformas a la altura del piso de la cabina para contar con acceso a la parte superior de las locomotoras. También es necesario que una casa de máquinas cuente con niveles inferiores para acceso a la parte inferior de las locomotoras. Las casas de máquinas y otros talleres para servicio a la intemperie cuentan por lo general con medios para recolectar y tratar combustibles y lubricantes que se derramen. Los talleres también proporcionan reaprovisionamiento de combustible, lubricantes para motores, agua y arena.

Otras instalaciones de terminal que puedan necesitarse son:

Vías de transbordo, que tengan áreas adjuntas pavimentadas para pasar carga de camiones a los carros.

Grúas móviles para cargar y descargar *piggyback* (camiones con remolque sobre plataformas) o contenedores en plataformas.

Desvíos muertos con una rampa en los extremos. Deben colocarse entre las vías plataformas angostas a la altura del piso de los carros, con salidas de energía eléctrica para cargar y descargar *piggybacks*.

Rampas elevadoras para cargar automóviles en los carros portaautomóviles.

Vías del galpón de carga en el edificio de una estación de carga para embarques que no lleguen a la capacidad de un carro.

Muelle para cargar carros o su contenido en barcos.

Volcadores de carros tipo volteo para voltear y vaciar carros-tolva.

Instalaciones para apilar carbón o minerales. Tolvas y elevadores para almacenar grano.

La instalación de grúas elevadas, esmeriles, fosas para sacar ruedas, talleres de pintura, cobertizos para lavado, instalaciones para eliminación de basura de pasajeros, locomotoras y carros de cola de tren, instalaciones de desechos industriales, y otros accesorios, depende de la magnitud en la que se lleven a cabo reparaciones en una instalación en particular.

19.9 Curvas horizontales

Incluyen las curvas simples, compuestas y curvas inversas; el peralte o sobreelevación para las mismas y curvas espirales como medios para introducir el peralte en forma gradual y uniforme.

19.9.1 Curvas simples

Una curva simple tiene un radio constante en toda su extensión. El grado de curvatura se mide generalmente por el ángulo central subtendido por una cuerda de 100 ft de largo. El radio R, en ft, y el grado de la curva D están relacionados por

$$R = \frac{50}{\text{sen } (D/2)} \tag{19.1}$$

Para curvas hasta de 7°, la longitud medida a lo largo de la curva es prácticamente la misma que si se mide con cuerdas de 100 ft. Por tanto, el radio R, de una curva está dado aproximadamente por

$$R = \frac{36\,000}{2\pi D} = \frac{5730}{D} \quad D < 7 \tag{19.2}$$

Para curvas superiores a 7°, el error en el radio aumenta con el grado de la curva.

Para localizar o estacar el eje de una curva simple, las tangentes (en sus extremos) deben prolon-

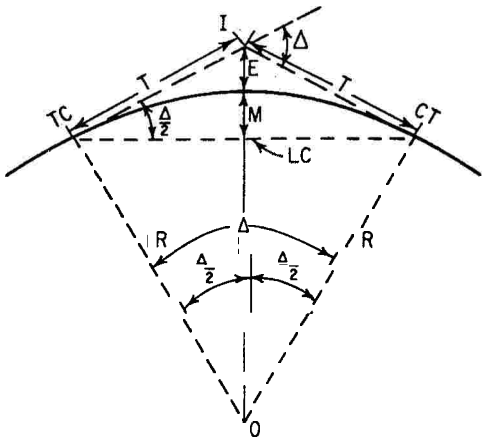


Figura 19.12 Curva simple.

garse, si es posible, hasta una intersección *I*, y el ángulo de intersección Δ se mide con teodolito (Fig. 19.12). La distancia tangente *T*, a partir del punto de curva, *T. C.* hasta *I* y desde el fin de la curva, C. T. hasta *I* pueden determinarse a partir de

$$T = R \tan \frac{\Delta}{2} \tag{19.3}$$

La longitud de la curva, en ft, desde *T. C.* hasta *C. T.*, está dada aproximadamente por

$$L = \frac{100\Delta}{D} \tag{19.4}$$

donde Δ y *D* están en grados.

Deben llevarse y clavarse estacas para señalar *T. C.* y *C. T.* Esto puede hacerse colocando el teodolito en *I* y viendo a lo largo de cada tangente. El teodolito debe moverse entonces al *T. C.*, visualizando *I* y girarse Δ/2 para verificar el *C. T.*. En seguida, las estacas se colocan a cada 50 ft en curvas planas. La medición se hace con cuerdas de 100 ft para curvas superiores a 7°. Es buena práctica señalar estaciones (a intervalos de 100 ft) a lo largo de la curva y colocar una estaca en cada estación en intermedias a 50.

La deflexión del teodolito, en grados (ángulo entre la tangente y la recta desde *T. C.* al punto sobre la curva) para cada estaca es igual que

$$\alpha = \frac{LD}{200} \tag{19.5}$$

donde L = longitud de la curva, en ft
D = grado de la curva (para α en minutos, multiplíquese por 60).

Supóngase, por ejemplo, que una estaca debe colocarse y marcarse a 1108 + 50 cuando el *T. C.* está en 1108 + 10.5 y el grado de la curva es 2°30′. Una longitud de 50 − 10.5 = 39.5 ft debe medirse desde el *P. C.* y girarse con el teodolito un ángulo de deflexión de 39.5 × 2.5 × 60/200 = 30 min, para poner la estaca en 1108 + 50. Para cada estaca sucesiva, a intervalos de 50 ft, el incremento de deflexión es de 50 × 2.5 × 60/200 = 37.5 min.

19.9.2 Curvas compuestas e inversas

Una curva compuesta comprende dos o más curvas simples donde cada curva sucesiva tiene una tangente común con la curva precedente (Fig. 19.13). El punto de curva *T. C.* y el fin de curva, *C. T.*, estacan como para una curva simple, aunque, el cálculo de las distancias tangenciales es más complicado. El teodolito debe colocarse en el punto inicial de cada curva simple para estacar dicho punto. El grado y el ángulo central de cada curva simple de la curva compuesta tiene que conocerse o determinarse por anticipado. Deben evitarse las curvas compuestas; pero pueden usarse cuando una excavación u obstáculos fijos que deban ser librados justifiquen la necesidad de tal curva. (Véase también Espirales.)

Una curva inversa (Fig. 19.14) es una combinación de dos curvas simples con centros en lados opuestos de una tangente común. Las curvas inversas son aceptables en vías de paso y de patio de baja velocidad; pero jamás deben emplearse en una línea principal. Debe colocarse una tangente corta de, por lo menos, 100 ft de largo, de preferencia más, entre las curvas de dirección opuesta en una línea principal. (Véase también subsección 19.9.4.)

19.9.3 Peralte de curvas

La elevación del riel externo de una curva en relación con el riel interno es deseable en la vía de una línea principal. La cantidad de peralte depende del grado de curvatura y la velocidad de operación deseada a lo largo de la curva. Sin embargo, la cantidad de elevación está limitada usualmente a 6 in para evitar la inclinación indebida del tren, si se detiene en la curva. Para curvas pronunciadas, puede ser necesario restringir la velocidad del tren, de manera que no exceda en mucho la velocidad para la que se diseña la elevación de la curva.

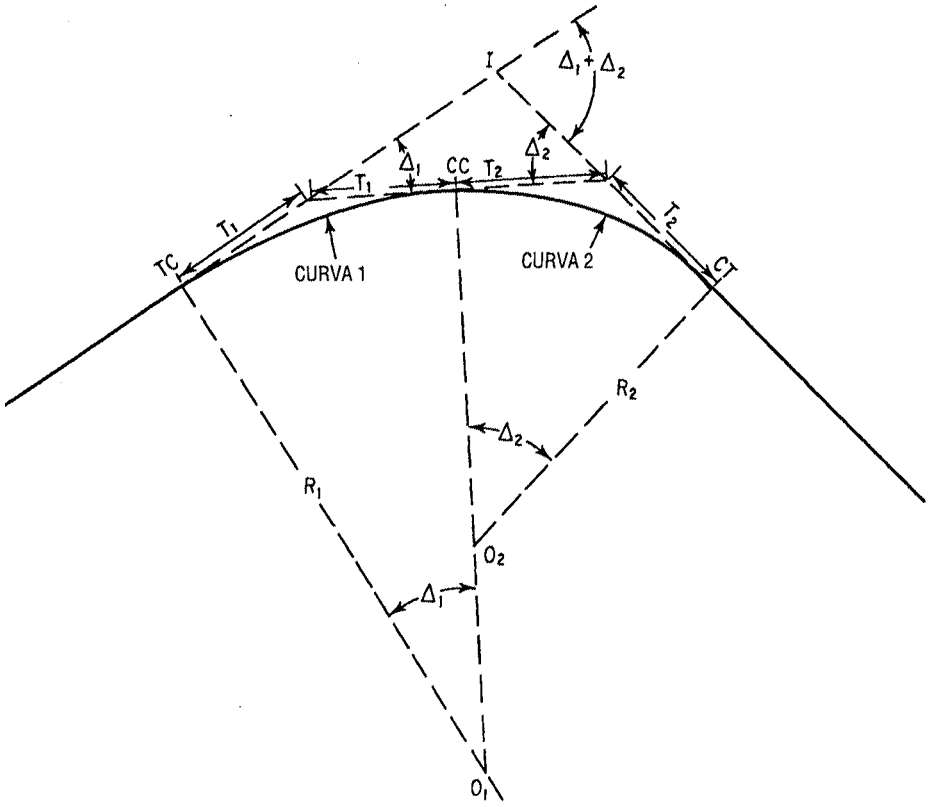


Figura 19.13 Curva compuesta.

La cantidad de peralte que debe darse en una curva, hasta el máximo de 6 in, es cuestión de juicio, sujeto a cambio según la experiencia en servicio. La mayoría de las empresas ferroviarias tienen sus propios criterios, que combinan velocidad, curvatura, cantidad de exceso de balance y longitud de espiral para determinar el peralte permisible. El servicio de trenes de pasajeros en líneas de carga, sin embargo, afecta los requisitos de peralte. En general y en líneas de una sola vía particularmente, no todos los trenes pasarán con la misma velocidad por una curva dada. Si se da muy poca elevación para la velocidad y tráfico predominantes, el riel externo mostrará desgaste excesivo del lado de la línea de trocha debido a las cejas de las ruedas. Si se da demasiada elevación, el riel interno mostrará flujo excesivo en la parte superior de la cabeza hacia el lado de la rodadura y algunas veces corrugación de la superficie.

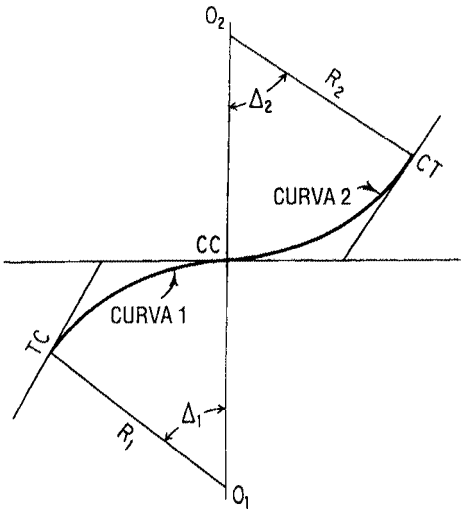


Figura 19.14 Curva inversa.

La *velocidad de equilibrio* es la velocidad con que la fuerza centrífuga debida a la curvatura está balanceada por la componente hacia dentro del peso del carro debida a la elevación de la curva. Para un grado dado de curva y elevación

$$V = \sqrt{\frac{E}{0.000149gD}} \qquad (19.6)$$

donde V = velocidad de equilibrio, en mph
E = peralte del riel externo, en in

D = grado de curva

g = ancho de vía, ft

La **velocidad permisible**, ligeramente superior a la de equilibrio, no causa incomodidad a los pasajeros u otros efectos indeseables. Esta velocidad permisible puede obtenerse fácilmente de la ecuación (19.6) agregando 3 in a la elevación de la curva. Por ejemplo, para una curva de 3° con 5 in de peralte y un ancho de vía de 4.708 ft, la velocidad de equilibrio es 49 mi/h. La velocidad permisible, sin embargo, es de 62 mph (velocidad de equilibrio para una elevación de 8 in). En consecuencia, la velocidad permisible tendrá una deficiencia de elevación de 3 in. Esto es aceptable para el tipo de equipo en uso general en Estados Unidos. Estos requisitos pueden cambiar a medida que entren en uso trenes de alta velocidad para pasajeros y trenes "basculantes". Una deficiencia algo mayor es permisible para carros de pasajeros que tienen dispositivos estabilizadores especiales (*Proceedings, American Railway Engineering Association*, vol. 56, pág. 125). Para algunos tipos de carros de carga que tienen muy alto el centro de gravedad (más de 96 in sobre el tope del riel) puede ser aconsejable una deficiencia menor, para evitar el descarrilamiento.

19.9.4 Espirales

Debe situarse una curva de transición o espiral entre tangentes, en cada extremo de la curva simple y entre las curvas simples de una curva compuesta. Una espiral aumenta gradualmente la curvatura, eliminando de esta forma un cambio abrupto en la velocidad de desplazamiento lateral de los carros. También proporciona un medio para elevar gradualmente el riel en proporción adecuada al grado de curvatura.

Pueden usarse diversas formas de espiral. La que se usa generalmente en Estados Unidos aumenta el grado de curvatura a la par de la longitud.

$$d = ks \tag{19.7}$$

donde d = grado de curvatura en cualquier punto

k = aumento en grado de curvatura por estación a cada 100 ft

s = longitud en estación es de 100 ft del comienzo de la espiral a cualquier punto

El ángulo central δ, en grados, desde el comienzo de la espiral, *T. S.* (Fig. 19.15), y la deflexión a, en grados, desde la tangente en *T. S.* varía con el cuadrado de la longitud.

$$\delta = \tfrac{1}{2}ks^2 \tag{19.8}$$

$$a = \tfrac{1}{3}ks^2 \tag{19.9}$$

Además, la ordenada de la espiral, en ft, ya sea desde la tangente o la curvatura circular varía con el cubo de la distancia. Otros elementos clave mostrados en la figura 19.15 pueden calcularse a partir de

$$X_o = S(50 - 0.000508\,\Delta^2) \tag{19.10}$$

$$T_s = X_o + (R + O)\tan\frac{I}{2} \tag{19.11}$$

$$E_s = O + (R + O)\left(\sec\frac{I}{2} - 1\right) \tag{19.12}$$

$$O = 0.1454\,\Delta S \tag{19.13}$$

donde S = longitud total de la espiral en estaciones de 100 ft

Δ = ángulo central total de la espiral, en grados

R = radio de la curva circular, en ft

O = ordenada en ft de la tangente a la curva circular prolongada a la mitad de la longitud de la espiral

La deflexión desde la tangente al extremo de la espiral, *S. C.*, con el teodolito colocado en *T. S.*, es un tercio de Δ. Cuando el tránsito se coloca en *S. C.* y se hace un giro de campana para observar *T. S.*, se debe descontar una deflexión de ⅔ de Δ para colocar la línea de visión tangente a la curva circular. Las deflexiones para la curva circular deben medirse a partir de esta tangente.

Las estacas en la espiral deben ponerse a cada 50 ft, como para una curva simple. Las deflexiones se calculan para colocar estacas en estaciones a distancia exactas y más 50. O bien, si se prefiere simplificar el cálculo de deflexiones, la espiral puede dividirse en segmentos de igual longitud, por ejemplo, de 10.

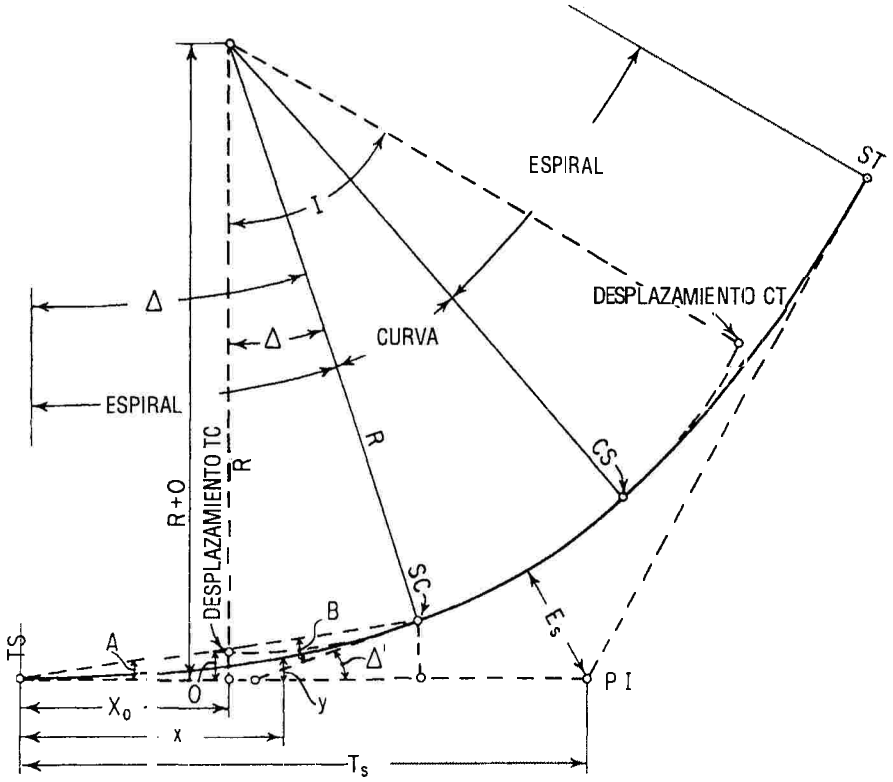


Figura 19.15 La espiral proporciona una transición entre la vía curvada y la tangente.

Entonces la deflexión puede calcularse para el primer segmento, multiplicarse por 4 (cuadrado de 2) para obtener la segunda deflexión, por 9 (cuadrado de 3) para la tercera, por 16 para la cuarta, etcétera.

Para colocar las estacas de la espiral a una distancia con el teodolito en *S. C.*, se sustrae la deflexión calculada con la ecuación (19.9) de deflexión, calculada para la misma longitud, de la curva circular prolongada. Se gira entonces este mismo ángulo de deflexión a partir de la tangente en *S. C.* para localizar cada estaca.

La longitud de la espiral debe ser tal que dé a los pasajeros tiempo para adaptarse a la fuerza centrífuga desbalanceada, sin sentir un movimiento brusco al entrar o salir de la curva. Además, la relación de cambio de elevación debe ser suficientemente gradual para evitar la torsión indebida del cuerpo del carro. La longitud mínima deseada del espiral, en ft, es la mayor de las longitudes determinadas a partir de

$$L = 1.63E_u V \qquad (19.14a)$$

$$L = 62E_a \qquad (19.14b)$$

donde V = velocidad máxima del tren en la curva, en mph

E_u = elevación desbalanceada (deficiencia), en in

E_a = elevación del riel externo, en in

(*Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association.)

19.10 Curvas verticales

En los cambios de pendiente de la línea principal se debe diseñar una curva vertical de longitud suficiente para evitar la acción excesiva de aflojamiento en los trenes de carga largos o una sensación de incomodidad a los pasajeros a la máxima velocidad. La experiencia demuestra que la relación de cambio de pendiente, por estación de 100 ft, en curvas verticales no deben exceder al 0.10% en las cimas o 0.05% en valles. Así, si los cambios de pendientes son de 0.20% en descenso a 0.20% en ascenso en un

valle, el cambio total de pendiente es 0.40% y se debe diseñar una curva de $0.40 \times 100/0.05 = 800$ ft de largo. Si ocurre un cambio similar de pendiente en una cresta, la longitud de la curva vertical debe ser de 400 ft.

Ordinariamente, la longitud de una curva vertical determinada en esta forma no arrojaría un número entero de estaciones. Es más simple y satisfactorio usar una curva vertical del siguiente número entero de estaciones; esto es, si la longitud calculada es de 7.2 estaciones, se usará una curva vertical de 8 estaciones.

La forma de la curva vertical es parabólica en un plano vertical. Primero, se determinan las elevaciones al comienzo y final de la curva vertical. Se suman éstas y el total se divide entre dos, para obtener el promedio. Se determina la diferencia entre este promedio y la elevación en la intersección de las dos pendientes. La mitad de esta diferencia es la ordenada de la tangente, o corrección, que debe hacerse a la mitad de la curva vertical (Fig. 19.17). La corrección en otros puntos varía con el cuadrado de la relación de la distancia del extremo más cercano de la curva vertical a la mitad de la longitud de la curva. En la tabla 19.2 se ilustra el método para calcular una curva vertical en una cima.

(C. F. Allen, Railroad Curves and Earthwork, T. F. Hickerson, *Route Location and Design*, McGraw-Hill Company,, New York.)

TABLA 19.2 Desplazamiento con respecto a tangentes para curvas verticales

$$\text{Longitudes de curva} = \frac{+0.35 - (-0.20)}{0.10} = 5.5 \text{ estaciones}$$

Se usan 6 estaciones, o una curva vertical de 600 ft.

Desplazamiento en

$P.\ I. = \frac{1}{2}[939.65 - \frac{1}{2}(938.60 + 939.05)] = 0.41$ ft

Estación	Elevación de la pendiente	Desplazamiento, ft*	Elevación de curva vertical
P.C. 1005 + 00	938.60	0.00	938.60
1006 + 00	938.95	0.05	938.90
1007 + 00	939.30	0.18	939.12
P.I. 1008 + 00	939.65	0.41	939.24
1009 + 00	939.45	0.18	939.27
1010 + 00	939.25	0.05	939.20
P.T. 1011 + 00	939.05	0.00	939.05

*El desplazamiento de *P. C.* a *P. I.* (Fig. 19.16) varía con el cuadrado de la distancia desde *P. C.*. El despazamiento de *P. T.* a *P. I.* varía con el cuadrado de la distancia desde *P. T.*

19.11 Construcción de vías

Existen diferentes tipos de construcción de vía; de acuerdo al tipo de servicio de transporte y las características del medio físico:

Riel doble Dos líneas paralelas con rieles de acero situado sobre plaquetas, durmientes y balasto (Fig. 19.17) para vehículos con energía diesel-eléctrica o eléctrica.

Dos líneas paralelas de vigas de acero o concreto (Fig. 19.4), para proporcionar soporte y guía a vehículos eléctricos con llantas de hule.

Dos líneas paralelas de rieles adecuadamente diseñados para el soporte de vehículos tipo levitación, sean de colchón de aire o magnéticos (vehículos Maglev o de colchón de aire), con motor de inducción lineal o turbochorro como fuerza de tracción.

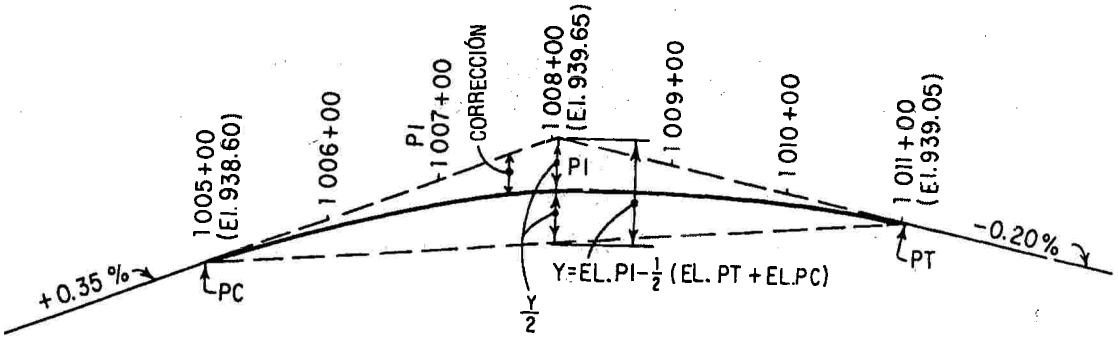


Figura 19.16 La curva vertical parabólica conecta dos pendientes en una cresta.

Monorriel Una línea de riel y soporte de riel de tipo adecuado, con vehículos soportados sobre el monorriel o suspendido en él y propulsado eléctricamente.

Un monorriel soportado en su parte inferior puede usarse para construcción elevada y en subterráneo; pero si se usa al nivel del terreno debe tener diferente altura en los cruces con las calles y carreteras. Puede usarse un monorriel suspendido para una construcción elevada. Debe proporcionarse suficiente holgura bajo la parte inferior del vehículo para los cruces de calles y carreteras. Su uso en túneles implicaría suspenderlo de la parte superior del túnel, lo cual implicaría una construcción sumamente costosa. (La economía de un sistema de túnel o construcción subterránea depende en gran medida del área de la sección de túnel requerida.) Además, un sistema de monorriel tiene desventajas para efectuar cambios, soporte del peso, así como en el costo de la construcción y en la calidad del viaje.

19.11.1 Fuerza motriz para vehículos

La energía eléctrica es bastante apropiada para uso a nivel del terreno, en construcciones elevadas o bajo tierra. Las fuentes diesel-eléctricas, turbochorro y turboeléctricas con gas no son muy apropiadas para túneles o subterráneos, debido al ruido y a problemas de ventilación. El vehículo sobre cojín de aire presenta los mismos problemas. El sistema de levitación magnética no tiene estas dificultades y puede emplearse en todas las condiciones.

19.11.2 Sistema de riel doble de acero y durmientes sobre balasto

Este sistema (Fig. 19.17), que se emplea en la mayor parte de vías de ferrocarril en Estados Unidos, se analizará con detalle en su construcción. Otros sistemas usan algunos de los mismos elementos componentes u otros patentados en cuyo caso los detalles de construcción pueden obtenerse de los dueños.

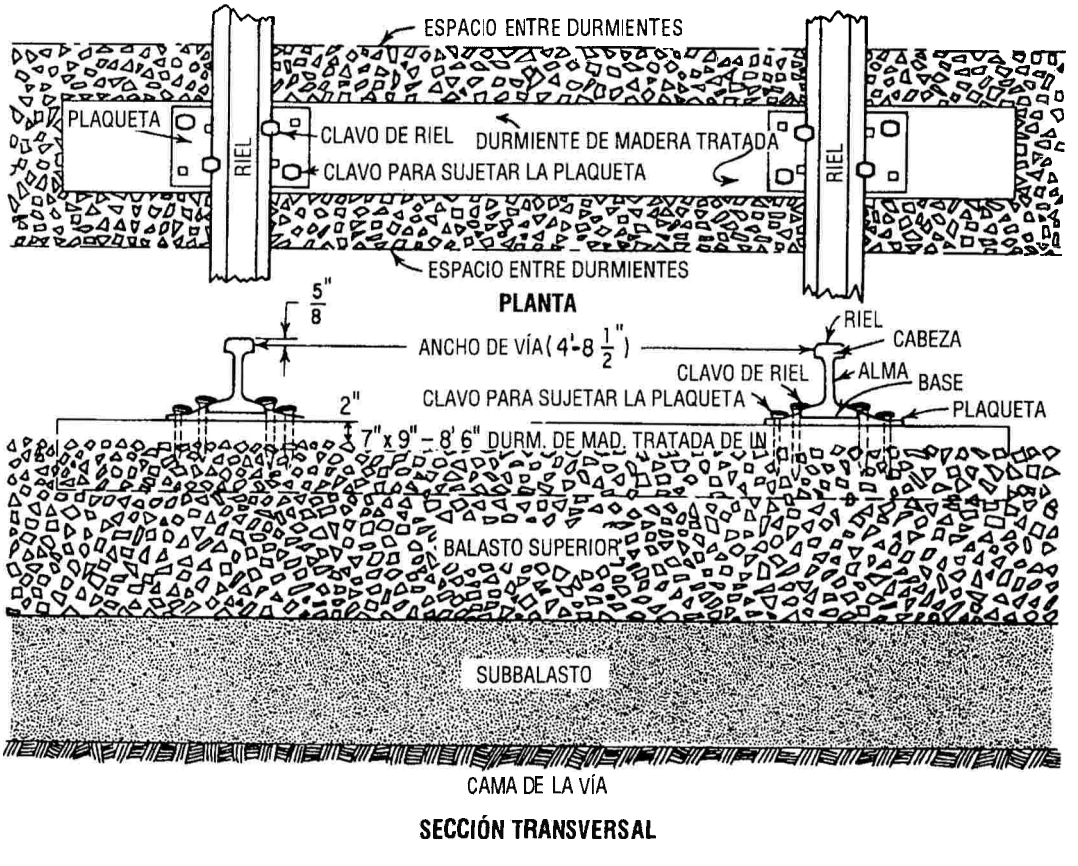


Figura 19.17 Vía de riel doble y ancho normal en tangentes.

El sistema de doble riel con ruedas de acero sobre riel de acero, con durmientes y balasto, o con ruedas de hule sobre rieles de acero o de concreto (Figs. 19.3 a 19.5) pueden usarse en construcción de vías sobre el terreno o elevadas. Sin embargo, en construcción subterránea, el sistema de doble riel con ruedas de acero sobre riel de acero tiene rieles sujetos a una placa de durmiente aislada, que está atornillada a la plantilla de piso, pero separada por un amortiguador aislante, y manguitos y roldanas aislantes para los tornillos de sujeción (Figs. 19.10 y 19.11). Esta forma de sujeción es más económica que la excavación de altura adicional del túnel o subterráneo para dar lugar a los durmientes y al balasto, aun cuando se use una altura de sólo 6 in de balasto bajo el durmiente. El sistema de doble riel con llantas de hule sobre rieles de acero o de concreto tiene algunas desventajas en el costo inicial, debido a que debe usarse un diámetro mayor de llantas que para las ruedas de acero, lo que se traduce en mayor altura de la sección del túnel o del subterráneo. Esto, sin embargo, se compensa en gran medida por el ancho menor de la abertura necesaria para los vehículos que usa este sistema.

El riel realiza tres funciones. Debe resistir la presión de contacto de las fuedas y, en consecuencia, debe ser duro. Debe ser capaz de distribuir la carga de la rueda sobre varios de los durmientes a lo largo de la vía y, en consecuencia, debe ser rígido. Y debe soportar cargas repetidas sin fracturarse. En consecuencia, debe tener resistencia a la flexión y a la fatiga (véase también la sección 19.12).

Las placas de durmientes o plaquetas protegen a éstos de los movimientos abrasivos a lo largo y laterales de la base del riel. Las plaquetas proporcionan mayor superficie de apoyo sobre los durmientes que la base del riel y reducen, en consecuencia, la intensidad de dicha presión. Las plaquetas hacen más eficaces a los clavos para mantener el riel en posición (véase tambien la subsección 19.12.4). En Estados Unidos se usan escarpias cortadas para sujetar el riel y las plaquetas (véase también la subsección 19.12.5). De 1910 a 1920 se probaron extensamente clavos de rosca, con resultados poco satisfactorios.

Las anclas para rieles distribuyen a los durmientes las fuerzas longitudinales de los trenes, así como las fuerzas de expansión y contracción térmicas de los rieles. También hay en uso placas de asiento y sistemas de sujeción de rieles que utilizan la acción elástica de mordazas elásticas (en la práctica, "clips") que sujetan las placas para restringir los movimientos verticales de los rieles. Las placas se sujetan a los durmientes con clavos gruesos. Las mordazas elásticas actúan tanto de anclas para rieles como dispositivos de sujeción. Véanse también las subsecciones 19.12.3 y 19.12.6)

Los durmientes distribuyen la carga de las ruedas en la vía. El balasto distribuye la carga de los durmientes más uniformemente sobre la subrasante entre durmientes y extiende la distribución en la vía. El balasto también debe soportar la presión de apoyo de los durmientes sin desplazamientos y al mismo tiempo debe suministrar el drenaje.

Balasto ■ El tipo y graduación del material que se usa como balasto y la sección transversal son importantes para calcular el costo de mantenimiento de la línea y la superficie de la vía. Este último costo debe equiparse contra el costo original. En la construcción de nuevas vías pueden obtenerse mejores resulados, si se coloca una capa de subbalasto en la parte superior del lecho de vía, de manera que soporte la estructura de la vía, incluso el balasto superior. El subbalasto debe ser de partículas pequeñas y de un material que no se desintegre. (Especificación D1241 de la ASTM). Su propósito es proporcionar drenaje y evitar que la subrasante llegue a pasar por el balasto cuando está húmedo y bajo presión. La piedra o la escoria cribadas (residuos minerales rocosos y arena) constituyen un subbalasto aceptable. El subbalasto debe colocarse por capas y compactarse cuidadosamente.

El balasto superior puede ser de roca triturada de tamaño apropiado; escoria triturada o adecuadamente procesada, de alto horno o de horno de hogar abierto; o grava triturada, si existe una porción suficiente de material anguloso para evitar que ruede. Algunos ferrocarriles independientes tienen preferencias diferentes en el tamaño del balasto. En general se obtienen buenos resultados con una graduación y tamaño de balasto del cual el 100% pasa una malla de aperturas cuadradas de 1½ in; 90 a 100%; 1 in; 40 a 75%, ¾ in; 15 a 35%, ½ in; 0 a 15%, ⅜ in y 0 a 5%, No. 4. Pueden encontrarse las especificaciones completas de materiales para balasto en el *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association.

En la figura 19.9 se muestra una sección recomendable de balasto. Una profundidad de balasto superior a 12 in bajo la parte inferior de los durmientes, y una capa con profundidad de 12 in de subbalasto, proporcionan generalmente un buen soporte

de vía para carga y tráfico pesados (Manual AREA). A medida que el lecho se compacta a causa del tráfico, es necesario agregar balasto de tiempo en tiempo, para reponer la superficie de la vía. Tras varios años de servicio, la profundidad del balasto bajo los durmientes probablemente se incrementará en forma considerable.

Durmientes ■ La mayoría de los durmientes de vías férreas, en Estados Unidos, es de madera tratada, generalmente roble, ocote, pino o abeto. El tamaño más común para vías principales es de 7 × 9 in por 8 ft 6 in de largo. Se utilizan dimensiones menores para vías de patio; por ejemplo, 6 × 8 in por 8 ft de largo. Los durmientes se cortan con sierra, en vez de hacerlo con hacha; para hacerlos se utiliza sobre todo madera de corazón o de savia. Esta parte del árbol es menos deseable para otros usos, pero muy empleado para durmientes. En general, los durmientes que tienen los efectos siguientes no son aceptados por los compradores: partes podridas; algún agujero mayor de 3 in de hondo y ½ in de diámetro cuando está entre 20 y 40 in del centro, o a más de un cuarto del ancho de la superficie en la que aparece si está fuera de las secciones entre 20 y 40 in del centro del durmiente; un nudo que tenga un diámetro promedio de más de un cuarto de la superficie en que aparece, excepto cuando está del lado de afuera de la zona de 20 a 40 in; una grieta mayor de un tercio del ancho del durmiente; una abertura o ranura de más de 5 in de largo y un sesgo mayor de 1 a 15 (Manual AREA).

Cuando se reciben los durmientes en la planta de tratamiento para desecarse (curarse), algunos ferrocarriles aplican dispositivos contra hendeduras, como espigas estriadas o hierros S o C, para algunos o para todos los durmientes. Los durmientes deben apilarse para el desecado, dejando espacio para la ventilación y para manejarlos con una grúa de horquilla. Deben colocarse sobre el piso dos durmientes viejos o ya tratados; luego se colocan nuevamente durmientes sobre los anteriores, apoyados en los extremos; en seguida se coloca un durmiente en forma transversal en el otro extremo; después se colocan nueve durmientes inclinados; luego un durmiente transversal en el otro extremo, en seguida nueve durmientes más, y así sucesivamente. La estiba puede hacerse de la altura que puede alcanzar la grúa de horquilla.

El objeto del secado es quitar suficiente humedad a la madera de modo que se pueda agregar un preservante. El estibamiento debe proporcionar ventilación, de manera que lo anterior pueda efectuarse antes que comience la pudrición, pero no tan rápidamente que produzca hendeduras excesivas. Antes que sean tratados los durmientes secos con preservantes, deben escotarse para las plaquetas (también llamadas "planchuelas" o placas de durmiente) y perforarse para los clavos de vía.

Los procesos más usados para el tratamiento de durmientes son el Lowry y el Rueping. Algunos emplean una solución de creosota-alquitrán (que varía de 80% creosota y 20% de alquitrán hasta 50% de cada uno). Otros emplean una solución de creosota-petróleo que no contenga menos del 50% de creosota. La retención mínima de preservante es, en lb/ft^3, como sigue: roble, 6; abeto, 8 o hasta el rechazo; ocote 9; pino, 8 (Manual AREA).

Otros tipos de durmientes se han utilizado experimentalmente en años pasados. De los tipos probados, los durmientes de concreto pretensado han sido los más satisfactorios. Con los procedimientos automatizados de hoy día, se fabrican durmientes de concreto pretensado y herrajes o accesorios de sujeción que se pueden emplear para construir nuevas vías a un costo competitivo con el de durmientes de madera. Cuando se muevan trenes de gran peso, de alto volumen de carga, o cuando las pendientes sean agudas o curvas cerradas, los durmientes de concreto pretensado son un sustituto ventajoso de los durmientes de madera. Los durmientes de concreto pretensado se colocan a 24 in de centro a centro.

En la mayor parte de las vías existentes, los durmientes se renuevan solamente si es necesario o con ciertas bases de renovación. Los durmientes de concreto preesforzado deben colocarse muy bien nivelados para obtener mejores resultados. En consecuencia, su renovación es menos económica en vías existentes.

El espaciamiento de durmientes se ha determinado por la experiencia de muchos años para lograr el mantenimiento más económico. Muchos ferrocarriles espacian los durmientes en vías principales, de manera que sean 24 por cada riel de 39 ft de longitud o un espaciamiento entre centros de durmientes contiguos de 19 ½ in. Algunas vías usan 23 por 39 ft (espaciamiento de 20.3 in) y algunos 22 por 39 ft de riel (espaciamiento de 21.3 in). Las especificaciones para el diseño de durmientes de concreto y sujetadores que tomen en cuenta el espaciamiento están dadas en *Manual for*

Railway Engineering. Cap. 10, American Railway Engineering Association.

19.11.3 Cruces de vía sobre ríos

Deben diseñarse aberturas adecuadas para drenaje donde la vía cruza pasos de agua. Los factores más importantes que afectan el tamaño requerido de una abertura para pasos de agua son el área de la cuenca, la pendiente y las características del terreno dentro de la cuenca y la máxima intensidad de lluvia que pueda esperarse dentro de un periodo dado. Además, las estructuras de alcantarillado y drenaje deben ser suficientes para permitir el fácil mantenimiento y limpieza. La siguiente fórmula proporciona la abertura adecuada para las condiciones de máxima avenida:

$$A = 1000\sqrt{M} \qquad (19.15)$$

donde A = área de abertura, ft^2
M = millas cuadradas de la cuenca

El flujo con A está en relación con el tirante o altura de agua que puede tolerarse. Si el área dada por esta fórmula es superior a lo que se pensaba un costo aceptable, puede hacerse un estudio más detallado para determinar si puede aceptarse un área más pequeña por las condiciones de la cuenca y la intensidad de lluvia (véase *Manual for Railway Engineering* American Railway Engineering Association).

El tipo de abertura para vía de agua puede ser de tubo de acero galvanizado o de concreto; caja de concreto, o puente de madera, concreto o acero. Los tubos y registros de alcantarillado deben tener muros de cabeza para evitar que el agua erosione el terraplén. Los estribos de puente deben tener muros de cabeza para contener el terraplén y evitar la erosión del agua.

19.11.4 Cercado

El derecho de vía debe estar cercado, si se desea evitar transgresores, ganado o aves. Los postes no deben estar separados más de 16 ft 6 in. El cercado debe ser de malla de alambre galvanizado No. 9 o de cintas de acero galvanizado, redondo liso o de alambre de púas. El tipo y la altura del cercado están dictados por las condiciones locales y los requisitos reglamentarios. (Para detalles de cercado, véase el Manual AREA.)

19.12 Rieles y sus accesorios

Para dotar de rigidez a la flexión y resistencia al riel, éste tiene una forma parecida a una viga I. Pero la cabeza se hace un poco más angosta y más gruesa que el patín de una viga I ordinaria, para resistir mejor la presión de contacto y el desgaste producidos por las cejas de las ruedas. En la tabla 19.3 y en la figura 19.18 se muestran las principales dimensiones y propiedades físicas de las secciones que se han laminado en tonelajes importantes y las que todavía se laminan en Estados Unidos. Las secciones más pesadas se usan para tráfico pesado y alta velocidad.

La longitud estándar del riel en Estados Unidos y Canadá es de 39 ft.

El estampado en letras realzadas en uno de los lados del alma del riel da el peso del riel en lb/yarda, el número de sección, el molino o planta, el año y mes de laminado y el método de manufactura. Un estampado típico es como sigue:

115	RE	CC	Fabricante	1977	IIIII
(Peso o número de sección)	(Tipo)	(Si es con enfriamiento controlado)	(Molino)	(Año de laminado)	(Mes de laminado)

En el lado opuesto del alma, el riel se estampa en caliente para indicar el número de colada, letra de riel (posición en el lingote), y número de lingote.

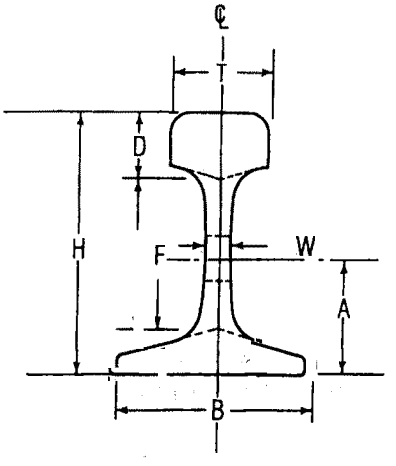


Figura 19.18 Dimensiones principales de un riel.

TABLA 19.3 Propiedades físicas de secciones de riel

Sección de riel	Peso			Dimensiones, en in (véase la figura 19.18)							Área de la sección transversal in^2	Momento de inercia in^4	Módulo de sección	
	Lb/yarda		Toneladas netas por milla	Altura *H*	Ancho de base B	Altura máx. de empalme *F*	Ancho máximo de cabeza *T*	Altura de la cabeza *D*	Espesor mínimo del alma *W*	Base al centro de ambos agujeros, *A*			Cabeza in^3	Base in^3
	Nominal	Calculado												
ÁREA(RE)	140	140.6	247.4	7 5/16	6	4 1/16	3	2 1/16	3/4	3	13.8	96.8	24.6	28.7
ÁREA(RE)	136	136.2	239.7	7 5/16	6	4 3/16	2 15/16	1 15/16	1 1/16	3 3/32	13.35	94.9	23.9	28.3
NYC	136	136.3	239.4	7 9/32	6 1/4	4 5/32	2 15/16	1 31/32	1 1/16		13.36	93.9	23.9	28.1
ÁREA(RE)	132	132.1	232.4	7 1/8	6	4 3/16	3	1 3/4	2 1/32	3 3/32	12.95	88.2	22.5	27.6
CB	122	122.5	215.6	6 25/32	6	3 19/32	2 15/16	1 15/16	2 1/32		12.01	74.0	20.6	23.3
ÁREA(RE)	119	118.8	208.1	6 13/16	5 1/2	3 13/16	2 1/32	1 7/8	5/8		11.65	71.4	19.4	22.9
ÁREA(RE)	115	114.7	201.9	6 5/8	5 1/2	3 13/16	2 23/32	1 11/16	5/8	2 7/8	11.25	65.6	18.0	22.0
CF&I	106	106.6	187.6	6 3/16	5 1/2	3 3/8	2 1/32	1 3/4	19/32		10.45	53.6	16.1	18.8
ÁREA(RE)	100	101.5	178.6	6	5 3/8	3 9/32	2 1/16	1 21/32	9/16	2 45/64	9.95	49.0	15.1	17.8
ARA-A (RA-A)	100	100.4	175.6	6	5 1/2	3 3/8	2 3/4	1 9/16	9/16		9.84	48.9	15.0	17.8
ARA-B (RA-B)	100	100.5	176.9	5 41/64	5 9/64	2 55/64	2 21/32	1 45/64	9/16		9.85	41.3	13.7	15.7
ASCE	100	100.4	175.6	5 3/4	5 3/4	3 5/64	2 3/4	1 45/64	9/16		9.84	44.0	14.6	16.1
ARA-A(RA-A)	90	90.0	158.4	5 5/8	5 1/8	3 5/32	2 9/16	1 15/32	9/16		8.82	38.7	12.6	15.2
ARA-B (RA-B)	90	90.5	159.3	5 17/64	4 49/64	2 5/8	2 9/16	1 39/64	9/16	2 37/64	8.87	32.3	11.5	13.2
ASCE	90	90.1	158.6	5 3/8	5 3/8	2 55/64	2 5/8	1 19/32	9/16		8.83	34.4	12.2	13.5
ASCE	85	85.0	149.6	5 3/16	5 3/16	2 3/4	2 9/16	1 35/64	9/16		8.33	30.1	11.1	12.2
ASCE	80	80.2	141.2	5	5	2 5/8	2 1/2	1 1/2	35/64		7.86	26.4	10.1	11.1
ASCE	75	74.8	131.7	4 13/16	4 13/16	2 35/64	2 15/32	1 27/64	17/32		7.33	22.9	9.1	9.9
ASCE	60	60.5	106.5	4 1/4	4 1/4	2 17/64	2 3/8	1 7/32	31/64		5.93	14.6	6.6	7.1

Las especificaciones del riel pueden encontrarse en el *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association. La composición química varía un poco con el peso del riel (Tabla 19.4).

La dureza Brinell del riel no es específica, pero varía normalmente de 240 a 270. La única prueba requerida es la prueba de impacto, que se hace con una muestra de riel de la porción superior, segunda, media y última de los lingotes de cada colado. El objetivo de estas pruebas es determinar la ductibilidad y la resistencia al impacto, que normalmente es menor en la parte superior del lingote debido a la segregación de impurezas durante la solidificación.

El control del enfriamiento del riel (retardando la velocidad de enfriamiento bajo condiciones controladas) es eficaz para evitar las fracturas. Éstas pueden originar el desarrollo de fisuras transversales estando en servicio, así pues el control de enfriamiento se incluye en las especificaciones de riel, excepto cuando los rieles están hechos de acero desgasificado al vacío.

Muchos ferrocarriles usan en las curvas rieles totalmente tratados en caliente con la parte superior de la cabeza tratada en caliente, o con diferentes aleaciones de acero para rieles, para soportar mejor el desgaste de las cejas que se producen en el riel alto de las curvas, así como el flujo y la corrugación que ocurren en el riel bajo.

19.12.1 Juntas de riel o eclisas planas

Se usan eclisas para unir rieles a tope, o bien, el riel es soldado a tope en grandes longitudes antes de ser tendido en la vía y, entonces, las tiras soldadas se unen con eclisas o soldadura por aluminotermia.

En las vías unidas, la mayoría de los ferrocarriles utilizan eclisas de 36 in con seis pernos y roldanas de presión por junta de riel (Fig. 19.19). Hay 271 eclisas por milla de vía unida.

En años pasados, las eclisas tenían forma de ángulo en sección transversal y se denominaban planchuelas angulares. Desde 1930 aproximadamente, la mayoría de las eclisas han tenido una forma se-

TABLA 19.4 Límites del contenido químico del acero para rieles; porcentaje en peso

Peso nominal del riel; lb/yarda	90 a 120	121 o más
Carbono	0.67 a 0.80	0.69 a 0.82
Manganeso	0.70 a 1.00	0.75 a 1.05
Silicio	0.10 a 0.35	0.10 a 0.35
Fósforo (máx)	0.035	0.035
Azufre (máx)	0.040	0.040

mejante a una viga I y se llaman eclisas o planchuelas de ft corto, para distinguirlas de las planchuelas angulares de pie largo. Las barras sin cabeza ajustan en el filete superior entre el alma y la cabeza. En la base se proporcionan una compensación para el desgaste de la superficie de contacto. Las barras con cabeza tienen una inclinación en la base y en la cabeza para ajustarse a las superficies de empalme de riel y proporcionan una compensación para desgaste de las cabezas y la base. Los resultados han sido semejantes entre ambos tipos de barras en pruebas de servicio. El *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association, ofrece diseños de eclisas para rieles 90 RA-A, 100 RE, 115 RE, 132 RE, 136 RE y 140 RE. Las compañías acereras que laminan eclisas pueden suministrar diseños de las barras que fabrican.

La mayoría de las eclisas se fabrican de acero al carbono templado en aceite, de acuerdo con las especificaciones dadas en el Manual AREA, o por las normas ASTM. El carbono se especifica en 0.35 a 0.60%; el manganeso, no más de 1.20%, y el fósforo, no más de 0.04%. La resistencia a la tensión de 100 ksi; punto de fluencia de 70 ksi; 12% de alargamiento en 2 in y 25% de reducción de área. Éstos son los requisitos mínimos. Se exige una prueba de doblado. La dureza Brinell no se especifica, pero varía usualmente de 225 a 275.

Las eclisas están perforadas con agujeros alternos ovales y circulares. En consecuencia, las barras pueden usarse en cualquier lado del riel y siempre habrá un par de agujeros circular y oval para el perno de vía. Las dimensiones que se recomiendan para los agujeros de un perno de vía de 1 in de diámetro nominal son de 1 1/16 in para orificio circular y 1 1/16 × 1 13/32 in para orificio oval. El punzonado de la barra se espacia a 6-6-7 1/8–6–6 in. (Manual AREA).

Es importante que las eclisas estén rectas o curvadas en la dirección menos perjudicial. Para una longitud de éstas de 36 in, una desviación de 1/16 in en cualquier dirección en el plano horizontal es aceptable. Pero en el plano vertical, la barra no debe tener más de 1/16 in en altura en su punto medio.

19.12.2 Pernos de vía

Éstos se usan para unir dos eclisas en su lugar. La mayoría de los ferrocarriles utiliza pernos de vía de acero al carbono tratado térmicamente y tuercas

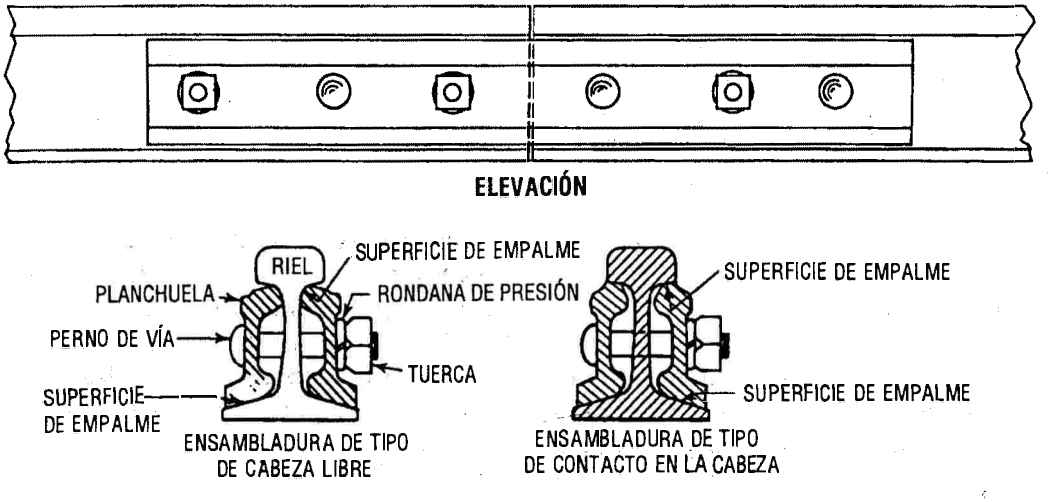


Figura 19.19 Junta de riel de 6 agujeros.

de acero al carbono, de acuerdo con las especificaciones del Manual AREA o las normas ASTM. Los pernos de vía tienen una cabeza forjada tipo botón con cuello elíptico u oval para evitar que gire en la eclisa. Las cuerdas son laminadas. La mayor parte de los ferrocarriles especifican un ajuste Clase 2. El diseño de tuerca y perno se hace de acuerdo con la norma B18.2 del American National Standards Institute. Se especifica un mínimo de carbono de 0.30%, fósforo máximo de 0.04% y azufre máximo de 0.06%. Son exigencias mínimas una resistencia a la tensión de 110 ksi, punto de fluencia de 80 ksi, 12% de alargamiento en 2 in y 25% de reducción de área. Se especifica una prueba de doblado. Ésta es la carga mínima de tensión que debe soportar el perno con la tuerca puesta sin barrer la tuerca o romper el perno. Para el perno de 1 in de diámetro nominal, ésta es 66 560 lb; 1 1/16 in, 76 360 lb; y 1 1/8 in, 83 900 lb. Se recomienda una tensión del perno en la vía de 15 000 a 25 000 lb, para la que es adecuado el perno de 1 in de diámetro. Sin embargo, los pernos de diámetro mayor tienen algún valor para resistir el doblado proveniente de la fuerza de contracción del riel en tiempo de frío.

Se emplean rondanas de seguridad para mantener la tensión del perno y reducir la necesidad de apretarlo. Las pruebas han mostrado que los pernos de vía llegan a aflojarse debido al desgaste de la superficie de contacto que permite que se acerquen las eclisas, no a causa de la vibración. Las especificaciones para rondanas de presión del Manual AREA, exigen que con un afloje de 0.03 in de una compresión inicial de 20 000 lb, las rondanas de presión mantengan una fuerza reactiva por lo menos de 5 000 lb. Esta cantidad de afloje es adecuada para el desgaste de la superficie de contacto que ocurre en un año de servicio, independientemente del tráfico, y una tensión de 5 000 lb es suficiente para asegurar el adecuado funcionamiento de la eclisa.

19.12.3 Anclas de riel

Un ancla de riel es un dispositivo para restringir el movimiento longitudinal del riel. Se utilizan diferentes tipos. La mayoría de los tipos asegura la base del riel por medio de una acción de resorte que traba el lado del durmiente o la plaqueta para durmiente para restringir el movimiento del riel. El ancla debe tener suficiente agarre para mover el durmiente sobre el balasto en lugar de permitir que el riel se deslice a través del ancla. En la figura 19.20 se muestra un buen método de anclaje de vía con este tipo de ancla (Manual AREA). Véase también sección 19.11.2.

19.12.4 Plaquetas o placas de durmiente

Se usa una plaqueta de acero laminado entre el riel y el durmiente para reducir la abrasión del durmiente y mantener mejor el ancho de vía. La tendencia ha sido hacia el uso de plaquetas más grandes y de hombros dobles, en lugar de uno solo, para retener el borde externo de la base del riel. Las plaquetas, laminadas con la sección transversal deseada, se cortan generalmente a un ancho de 7 3/4 in. Se da una inclinación de 1:40 en el asiento del riel para inclinar éste ligeramente hacia adentro. Las plaquetas de durmiente que tienen una longitud de 12 o 13 in comúnmente se emplean en Estados

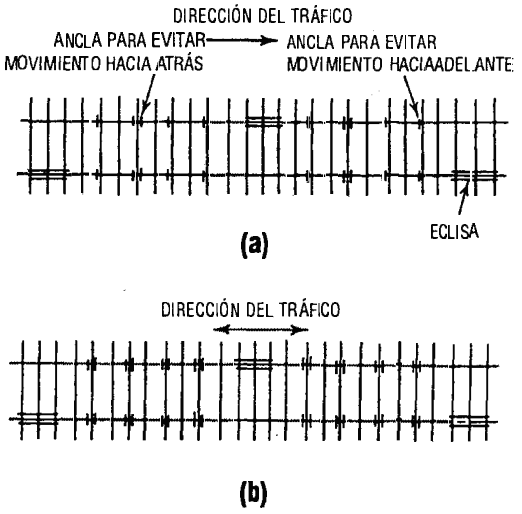


Figura 19.20 Métodos para anclar vías. *a*) Para vía principal que lleva tráfico esencialmente en una dirección. En condiciones promedio, con cualquier tipo de balasto, usa ocho anclas para evitar el movimiento hacia adelante y dos anclas para evitar el movimiento hacia atrás por cada 39 ft de longitud de riel. *b*) Para vía principal que lleve tráfico en ambas direcciones. En condiciones promedio, con cualquier tipo de balasto, usa ocho anclas por cada 39 ft de longitud para evitar el movimiento en cada dirección, 16 en total.

Unidos para rieles que tengan una base de 5 ½ in de ancho, y una longitud de 13 o 14 in para rieles con una base de 6 in de ancho. Seda una longitud mayor a la plaqueta del lado de afuera del riel que del otro lado (de ½ a ¾ in) para resistir mejor las fuerzas laterales hacia fuera que existen sobre el riel en las curvas.

En general, las plaquetas de durmientes tienen cuatro agujeros cuadrados de ¾ in, perforados en los hombros para los clavos que sostienen el riel alineado. Las plaquetas tienen también cuatro agujeros cuadrados de 11/16 in, perforados cerca de las esquinas para sujetar la plaqueta al durmiente o para meter clavos (Fig. 19.17). En tramos rectos, es prácticamente usual emplear para cada placa dos clavos de línea con agujeros alternados. Algunas veces se usan dos clavos de sujeción en agujeros alternados opuestos. En las curvas, se utilizan dos clavos de sujeción por placa. En curvas de 6° o más, que tienen gran densidad de tráfico, se emplea un clavo adicional en la orilla interna de la base del riel.

Las plaquetas se fabrican con diferentes procesos, generalmente el de aceración en hogar abierto o el de básico al oxígeno. Para plaquetas de acero hechas con estos dos procesos, el carbono varía de un mínimo de 0.15%, las plaquetas al alto carbono a un máximo de 0.82% para las de alto carbono. Las de bajo carbono deben trabajarse en caliente, para plaquetas al bajo carbono pueden trabajarse en frío. A veces se especifica un contenido de cobre de 0.20% para proporcionar resistencia a la corrosión. Pueden encontrarse diseños y especificaciones en las normas ASTM y en el Manual AREA.

(Véase también subsección 19.11.2).

19.12.5 Clavos de vía

Se usan clavos troquelados para sujetar los rieles a los durmientes. Están formados por una punta en forma de cuña para cortar las fibras de los durmientes sin rajarlos. La cabeza es redondeada en la parte superior para facilitar el clavado; tiene esta cabeza forma oval y excéntrica sobre el vástago para dar una saliente de 11/16 in para que se ajuste a la parte superior de la base del riel. Véase también subsección 19.11.2.

Los clavos de línea para sujetar los rieles en su lugar son de sección cuadrada de ⅝ in y 6 in de largo bajo la cabeza. Los clavos de sujeción de plaquetas de durmiente son, normalmente, cuadrados de 9/16 in y 5 ½ in de longitud bajo la cabeza. A veces se especifica un contenido de cobre de 0.20% para dar resistencia a la corrosión. Para diseño y especificaciones, véanse las normas ASTM y el Manual AREA.

19.12.6 Riel soldado continuo

Para riel nuevo, la mayor parte de los ferrocarriles utilizan riel soldado continuo. Por lo general se coloca en tramos de un cuarto de milla de largo, y se instalan en el lugar de trabajo en trenes especiales. Cuando se colocan en la vía, los rieles se sueldan extremo con extremo mediante proceso de soldadura de aluminotermia. En otro proceso de soldadura opcional, se utilizan máquinas para soldar a tope en el campo en la misma forma que en un taller. El riel atornillado de medio uso se corta para eliminar las puntas gastadas, con declive o con agujeros para tornillos, y luego se suelda a tope antes de instalarlo en la vía.

La expansión y contracción del riel soldado continuo se evita por medio de las juntas de riel y los sujetadores o anclas. La restricción produce esfuerzos en el riel. Un esfuerzo de tensión de 195 psi se produce en el riel por un descenso de temperatura de 1°F. Por ejemplo, si un riel soldado continuo se tiende a 70°F y la temperatura del riel baja a –30°F, se produce un esfuerzo de tensión en el riel de 19 500 psi, debido a que se restringe que se acorte.

Cuando la temperatura del riel aumenta por encima de la temperatura en que fue colocado, no hay movimiento en las puntas de las tiras. Las puntas de riel están en sólido contacto y, en consecuencia, pueden desarrollar la restricción necesaria para evitar el alargamiento del riel. Cuando la temperatura disminuye bajo la temperatura que se colocó el riel, si se usan juntas del riel para conectar las tiras, la restricción debida a la fricción de la junta puede ser insuficiente para restringir completamente el riel. Puede haber algunos movimientos de las puntas del riel y de los durmientes. Muchos ferrocarriles anclan los durmientes cada cinco rieles de longitud en cada extremo de las tiras soldadas para reducir el movimiento en los extremos y la holgura de la junta. Para el resto del riel soldado se ancla sólo cada segundo o tercer durmiente. Cuando las tiras se conectan con soldaduras efectuadas en el campo, se usan anclas adicionales sólo en juntas aisladas. Algunos tipos de juntas aisladas tienen suficiente

resistencia a la separación, de modo que no se necesitan anclas adicionales.

Se procura colocar el riel soldado continuo a una temperatura media, lo que puede requerir calentar o enfriar el riel. Esto no siempre es práctico y puede ser entonces conveniente ajustar la longitud del riel posteriormente si ocurren problemas de pandeo o separación en las juntas de la vía.

19.12.7 Esfuerzos y deformaciones en rieles

Los esfuerzos y depresiones en el riel pueden calcularse para cargas excepcionalmente pesadas considerando el riel como una viga continua sobre soporte elástico. (*American Railway Engineering Association Proceedings*, vol. 19, págs. 878-896.) Con el espaciamiento normal de durmientes, la suposición de que el riel está soportado en forma continua no producirá un error importante. El módulo de elasticidad de soporte del riel u es la carga uniforme, en lb/in lin de riel, necesaria para deprimir el riel 1 in. Se supone, además, que la presión, en lb/in, del riel sobre su soporte en cualquier punto es

$$p = uy \tag{19.16}$$

en donde y = depresión del riel, en in. Otro término de importancia es la distancia X_1, en in, desde el punto de aplicación de una carga de rueda hasta el punto en que el momento flexionante producido por esa carga se hace cero y cambia de dirección.

$$X_1 = \frac{\pi}{4}\sqrt[4]{\frac{4EI}{u}} \tag{19.17}$$

donde E = módulo de elasticidad del acero del riel (30 000 ksi)

I = momento de inercia del riel, en in^4

Para la carga de una sola rueda, el momento flexionante y las depresiones del riel pueden determinarse en términos de M_0 y Y_0 según la figura 19.21.

$$M_0 = 0.318PX_1 \tag{19.18}$$

$$Y_0 = -0.393\frac{P}{uX_1} \tag{19.19}$$

donde P = carga de la rueda, en lb

M_0 = momento flexionante debido a la carga de la rueda, en lb-in

Y_0 = depresión del riel bajo la carga de la rueda, en in

Puesto que existe siempre la carga de más de una rueda, la gráfica maestra puede usarse para determinar el momento y la depresión en cualquier punto del riel para todas las ruedas, tomando una rueda a la vez y combinando los efectos algebraicamente. El máximo esfuerzo de flexión en la base del riel en este punto puede determinarse, por tanto, dividiendo el momento flexionante total entre el módulo de sección del riel para la base. La carga del durmiente o reacción puede determinarse calculando la depresión promedio del riel para el espaciamiento entre durmientes y multiplicando por el espaciamiento entre durmiente y el módulo u.

El valor de u debe determinarse por medición real en la vía. Este valor varía de 500 para vías con poco balasto y base mal compactada, hasta 2000 o más en vías con balasto adecuado y base bien compactada. El valor de u no es crítico en el cálculo de los esfuerzos del riel, pero es significativo para la depresión del riel.

No hay efecto de impacto establecido o esfuerzo permisible de trabajo en el riel, a causa de la variabilidad de condiciones en diferentes ferrocarriles. Lo siguiente puede usarse como guía: se multiplica el esfuerzo para cargas estáticas por un factor porcentual de impacto de $33V/D$, donde V es la velocidad en mph y D el diámetro de la rueda en pulgadas. En consecuencia, con una rueda de 36 in de diámetro a 60 mph el factor de impacto es 55%. Un esfuerzo de flexión en las fibras extremas de la base de una vía con juntas de 35 ksi es permisible con velocidades menores de 35 mph, o de 30 ksi para velocidades mayores; en riel soldado continuo, 25 ksi.

En la figura 19.22 se muestra el esfuerzo a la flexión calculado por este método para un carro de carga típico de 100 ton con conjuntos de rodamientos (en la práctica llamados *trucks*) de cuatro ruedas. Un valor aproximado del esfuerzo para otros pesos puede determinarse multiplicando los valores mostrados por la relación de los pesos de ruedas sobre el riel.

19.13 Cambiavías y cruces

El cambiavías provee los medios para que un tren cambie de una vía a otra. El cambiavías está cons-

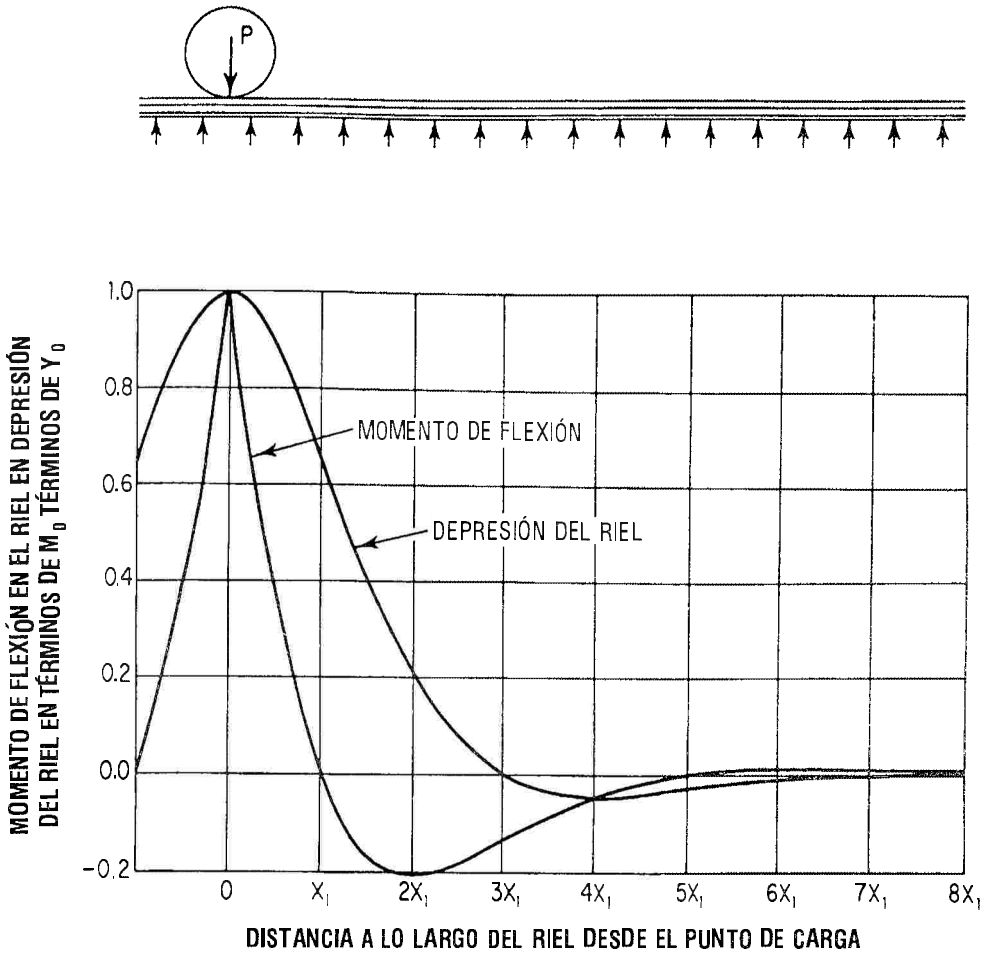


Figura 19.21 Gráfica para calcular el momento de flexión en el riel, así como la depresión bajo la carga de una sola rueda. (*ASCE-AREA Special Committee on Stresses in Railroad Track.*)

truido por un par de agujas de cambio con accesorios, un sapo, un par de guardarrieles y un juego de durmientes de cambio (Fig. 19.23).

19.13.1 Sapos

Un **sapo** es una unidad especial de construcción de vías férreas que permite que se crucen dos rieles. Se designa por número y tipo.

El número de sapo es la relación entre la distancia desde la intersección de dos líneas de trocha y el ancho o distancia entre líneas de escantillón a esa distancia. El número también está dado por la mitad de la cotangente de la mitad del ángulo del sapo. El número de sapo determina el ángulo de sapo, el grado de curvatura de la desviación y la aguja, o distancia del punto de cambio al punto de sapo. En la tabla 19.5 se dan estos datos para números de sapo de 5 a 20. Puesto que la velocidad está limitada por la curvatura, los sapos con desviaciones agudas, o sea, los de baja numeración, se usan para vías de patio donde la velocidad es baja. Los sapos de alta numeración se usan en vías principales para permitir la velocidad deseada hasta donde sea práctico.

Los sapos son del tipo de riel rígido o de muelle. Los sapos rígidos son de riel atornillado, el riel de acero-manganeso soldado, o construcción sólida de acero-manganeso. En un sapo rígido de riel atornillado, los componentes está hechos de riel laminado regular, fabricado o maquinado de acuerdo con la necesidad. El conjunto se une por medio de pernos a través del alma del riel, con los componentes separados por bloques de relleno para formar el pasaceja. Un sapo ligado de riel de acero-manganeso (Fig. 19.24*a*) incluye un inserto de fundición de

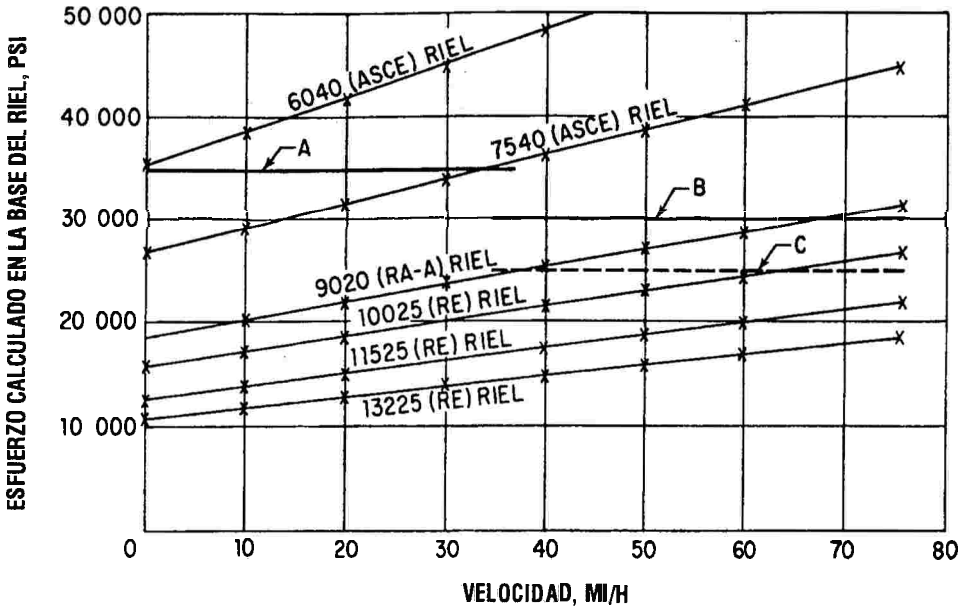


Figura 19.22 Esfuerzos de riel calculados, producidos por un carro tolva típico de 100 toneladas de capacidad (carga de 263 000 lb). Esfuerzos recomendados de trabajo: *a*) riel unido de ramal con velocidades por debajo de 35 mph; *b*) Riel unido en línea principal; *c*) Riel soldado continuo en línea principal.

acero-manganeso Hadfield que forma la aguja y las alas, que son los lugares sujetos a mayor impacto, deformaciones y desgaste. (El acero al manganeso Hadfield es una relación de alto manganeso, que, cuando está mal tratado térmicamente, aumenta en dureza con el trabajo en frío. Así, resulta muy adecuado para resistir la deformación en las esquinas de los sapos.) El inserto está soportado por secciones dobladas de riel y el juego está unido por medio de pernos a través de los rieles de amarre y el inserto. Un sapo rígido de acero-manganeso sólido (Fig. 19.24*b*) está hecho enteramente de acero-manganeso Hadfield fundido. Normalmente tiene guardarrieles integrados para ahorrar el costo de guardarrieles separados. El sapo se une a los dos rieles de operación en la punta y el talón por medio de plaquetas de riel normales y pernos de conexión.

Un sapo de riel de muelle está hecho de secciones maquinadas de riel. Un lado del sapo tiene un pasaceja normal, como el de un sapo rígido de riel atornillado. Éste se coloca en la vía principal de operación. El otro, o desviación, tiene un riel ala, de muelle, que normalmente se mantiene contra el costado de la aguja del sapo. Las ruedas que pasan por el lado de la desviación fuerza hacia afuera el riel de muelle, contra la resistencia de éste, para

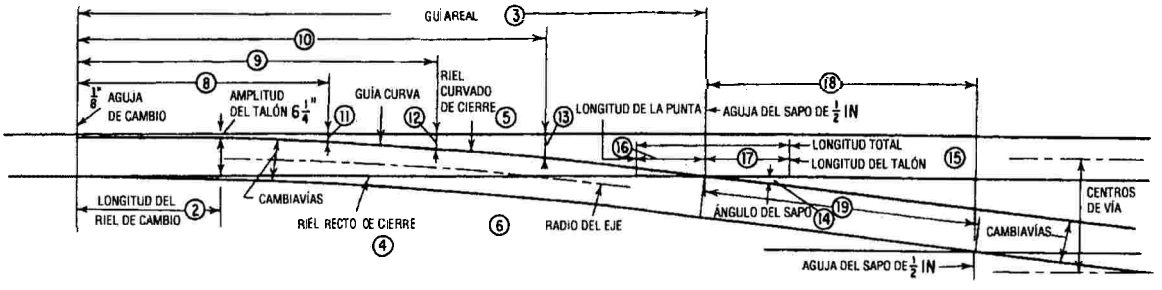


Figura 19.23 El cruce consiste en dos cambiavías y una vía de conexión o enlace. Los números indican las dimesiones dadas en la tabla 19.5.

ofrecer un pasaceja. El sapo de riel de muelle proporciona una superficie continua de rodadura con un mínimo de impacto para la vía principal de operación.

Los sapos tipo muelle no se recomiendan cuando hay muchos movimientos por el cambiavías, que exijan la apertura frecuente del riel de muelle, o en el lado exterior de las curvas. Los sapos de riel atornillados cuestan menos, pero no duran tanto y requieren mayor mantenimiento que los ligados o de manganeso sólido. Los sapos autoguardados de manganeso sólido se usan principalmente para los sapos de baja numeración en vías de patio donde las velocidades son relativamente bajas.

19.13.2 Guardarrieles

Un **guardarriel** se sujeta a cada riel opuesto directamente a la aguja de sapo. El objeto es contactar la parte posterior de cada rueda que pasa y evita que la ceja de la otra rueda del eje caiga del lado equivocado de la aguja del sapo. Los guardarrieles son de riel o de construcción de acero-manganeso fundido. Los extremos están ensanchados hacia dentro de la vía, para acomodar la parte posterior de las cejas de las ruedas y guiar el par de ruedas de cada eje en posición lateral adecuada en la vía. Es importante que los guardarrieles sean suficientemente largos y colocados en forma adecuada para asegurar que las ruedas estén guardadas después de pasar el sapo. Es importante que el ancho del tope de la guardarrieles (la distancia entre la guarda y las líneas de trocha o entrevía) sean por lo menos de 4 ft 6 5/8 in para ancho de vía normal. No se necesitan guardarrieles en sapos autoguardados.

19.13.3 Cambios

Un **cambio** consiste en un par de agujas de cambio, un juego de placas deslizantes de cambio con riostras, varillas principal y de conexión y un poste cambiavías accionado manualmente o con algún tipo de energía (Fig. 19.25). Los rieles de las agujas de cambio se fabrican de un riel laminado normal y reforzado a cada lado del alma con tiras de acero remachadas en el lugar. Se usan bloques talón para unir cada riel de la aguja de cambio al riel guía adjunto y ambos se sujetan al otro riel de operación.

El ancho de talón (distancia entre las dos líneas de entrevía) es de 6 1/4 de in. Así, el ángulo de cambio queda fijado por esta distancia y la longitud del riel de la aguja de cambio. Una aguja corta de cambio con un ángulo grande es adecuada para la operación a baja velocidad. Por ejemplo, una longitud de aguja de 16 ft 6 in es satisfactoria para una desvia-

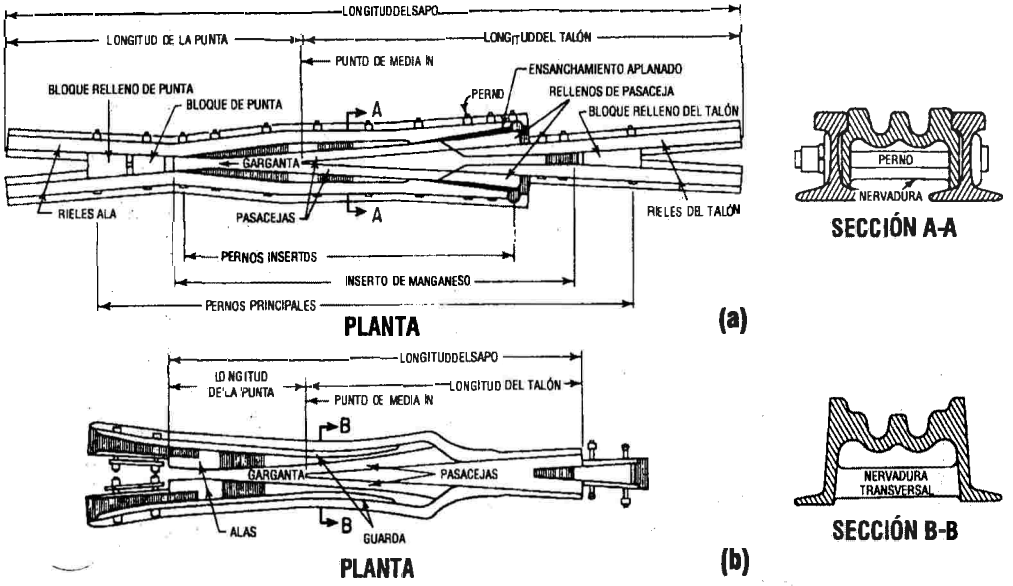


Figura 19.24 Sapos empleados donde se intersecan rieles. *a*) Sapo de acero-manganeso ligado al riel para vía principal. *b*) Sapo autoguardado de acero-manganeso sólido para vías de patio.

TABLA 19.5 Datos de cambiavías y cruces para cambios rectos de agujas*

					Distancia de cierre				Curva guía				Desplazamiento de la línea de trocha								Propiedades de sapos								Datos para vía de conexión						
1	2		3		4		5		6	7			8		9		10		11	12	13		14			15		16		17		18		19		Para cambio de 2 in entre centros de vía				Velocidad
Sapo No.	Longitud del riel de cambio		Guía real		Riel recto de cierre		Riel curvado de cierre		Radio del eje, ft	Grado de curva													Ángulo de sapo			Longitud total		Longitud de la punta		Longitud de talón		Vía recta, 13 ft entre centros de vía		Vía de cruce 13 pies entre centros de vía		Vía recta		Vía de cruce		cómoda mi/h
	Ft	In	Ft	In	Ft	In	Ft	In		Grado	Min	Seg	Ft	In	Ft	In	Ft	In	In	In	Ft	In	Grado	Min	Seg	Ft	In	Ft	In	Ft	In	Ft	In	Ft	In	Ft	In	Ft	In	
5	11	0	42	6½	28	0	28	4	177.80	32	39	56	18	0	25	0	32	0	11 13/16	20 5/8	2	8⅞	11	25	16	9	0	3	6½	5	5½	16	10 5/16	18	1⅞	4	11 7/16	5	0⅝	12
6	11	0	47	6	32	9	33	0	258.57	22	17	58	19	2¼	27	4½	35	6¾	12⅜	21⅝	2	10	9	31	38	10	0	3	9	6	3	20	5½	21	6½	5	11½	6	0½	13
7	16	6	62	1	40	10½	41	1¼	365.59	15	43	16	26	2¼	35	10½	45	6¾	11⅜	19 9/16	2	6⅞	8	10	16	12	0	4	8½	7	3½	24	0⅜	24	11⅝	6	11 9/16	7	0 7/16	17
8	16	6	68	0	46	5	46	7½	487.28	11	46	44	27	7¼	38	8½	49	9¾	11⅞	20 9/16	2	8 5/16	7	9	10	13	0	5	1	7	11	27	7⅛	28	4⅞	7	11⅝	8	0⅜	19
9	16	6	72	3½	49	5	49	7¼	615.12	9	19	30	28	10¼	41	2½	53	6¾	12 5/16	21⅜	2	9 7/16	6	21	35	16	0	6	4½	9	7½	31	1⅝	31	10⅜	8	11 11/16	9	0 5/16	21
10	16	6	78	9	55	10	56	0	779.39	7	21	24	29	11¾	43	5½	56	11¼	12¼	21	2	8⅝	5	43	29	16	6	6	5	10	1	34	8⅛	35	3⅞	9	11 11/16	10	0 5/16	24
11	22	0	91	10¼	62	10¼	63	0	927.27	6	10	56	37	8½	53	5	69	1½	12¼	21⅜	2	9¾	5	12	18	18	8½	7	0	11	8½	38	2½	38	9½	10	11¾	11	0¼	26
12	22	0	96	8	66	10½	67	0	1104.63	5	11	20	38	8½	55	5	72	1½	12 7/16	21⅝	2	9⅞	4	46	19	20	4	7	9½	12	6½	41	8¾	42	3¼	11	11¾	12	0¼	28
14	22	0	107	0⅜	76	5¼	76	6¾	1581.20	3	37	28	41	1¼	60	2½	79	3¾	12⅞	22 5/16	2	10½	4	5	27	23	7	8	7½	14	11½	48	9¼	49	2 3/16	13	11 13/16	14	0¼	34
15	30	0	126	4½	86	11½	87	0¾	1720.77	3	19	48	51	9	73	6	95	3	12⅛	21¼	2	9¾	3	49	6	24	4½	9	5	14	11½	52	3 7/16	52	8⅝	14	11 13/16	15	0 3/16	35
16	30	0	131	4	91	11	92	0	2007.12	2	51	18	53	0	76	0	99	0	12 7/16	21 13/16	2	10 5/16	3	34	47	26	0	9	5	16	7	55	9⅝	56	2½	15	11 13/16	16	0 3/16	38
18	30	0	140	11½	99	11	100	0	2578.79	2	13	20	55	0	80	0	105	0	12¾	22⅛	2	10 7/16	3	10	56	29	3	11	0½	18	2½	62	9⅞	63	2 3/16	17	11 13/16	18	0 3/16	40
20	30	0	151	11½	110	11	111	0	3289.29	1	44	32	57	9	85	6	113	3	13 1/16	22 1/16	2	11 3/16	2	51	51	30	10½	11	0½	19	10	69	10	70	2	19	11⅞	20	0⅛	40

*Adaptado de la AREA Trackwork Plans. Agregado a la velocidad cómoda. Los números de columna se refieren a las dimensiones en la figura 19.23.

Calculado para cambiavías a partir de vía recta de ancho nominal de 4 ft 8½ in.

Cambiavías y cruces recomendados: para movimientos de alta velocidad en líneas principales, No. 16 o No. 20; para movimientos de baja velocidad en líneas principales, No. 12 al No. 10; para patios y desvíos para cumplir con las condiciones generales, No. 8.

ción No. 8. Para una desviación de alta velocidad como la No. 20, se usan agujas de 30 ft.

Usualmente, las agujas de cambio se fabrican rectas. Pero para altas velocidades, las agujas de cambio se curvan a veces y son de 39 ft de largo para desviaciones No. 18 y 20. En la tabla 19.5 se muestran velocidades cómodas de operación en cambiavías.

Se deben tener durmientes de cambio para los cambiavías. Estos durmientes están espaciados normalmente 20 in entre centros. Deben colocarse dos durmientes largos en el lugar del cambio para el poste cambiavía. Cada durmiente a partir de ahí debe ser lo suficientemente largo para extenderse hacia fuera de cada base de riel externo la misma distancia que en una vía regular. En donde el durmiente de cambio se hace el doble de la longitud de un durmiente normal, entonces se descontinúan los durmientes de cambio y se usan durmientes normales.

19.13.4 Cruces

Un cruce de dos vías requiere cuatro sapos de cruce con las respectivas placas de sapo y durmientes de cruce. Los sapos se hacen de riel atornillado; tanto de riel normal enfriado con control como el riel tratado térmicamente; de riel ligado de fundición de acero-manganeso o totalmente fundido de acero-manganeso. Cada riel de operación tiene un guardarriel con un pasaceja de 1⅞ de in de ancho. Para asegurar que tales guardarrieles sean eficaces para evitar que las cejas de las ruedas entren del lado incorrecto de la aguja, los cruces no deben hacerse con un ángulo menor de 9° 36′ en tangentes. (Para curvas, véase el American Railway Engineering Association Trackwork Plan No. 820.)

Es conveniente localizar los cruces entre tangentes en ambas vías que se intersecan; pero cuando esto no es práctico, los cruces pueden hacerse para cumplir con cualquier condición de curvatura.

19.13.5 Planos de trabajo de vía

En EU, los detalles y todas las especificaciones de los materiales requeridos para desviaciones y cruces están dados en los American Railway Engineering Association Trackwork Plans. Algunos ferrocarriles importantes, sin embargo, tienen sus propios planos y especificaciones reglamentarias para este material, y difieren de las de AREA. Para pedir estos materiales para un ferrocarril, primero deben determinarse las normas a usarse y luego especificar el ferrocarril y número de plano y dar especificaciones.

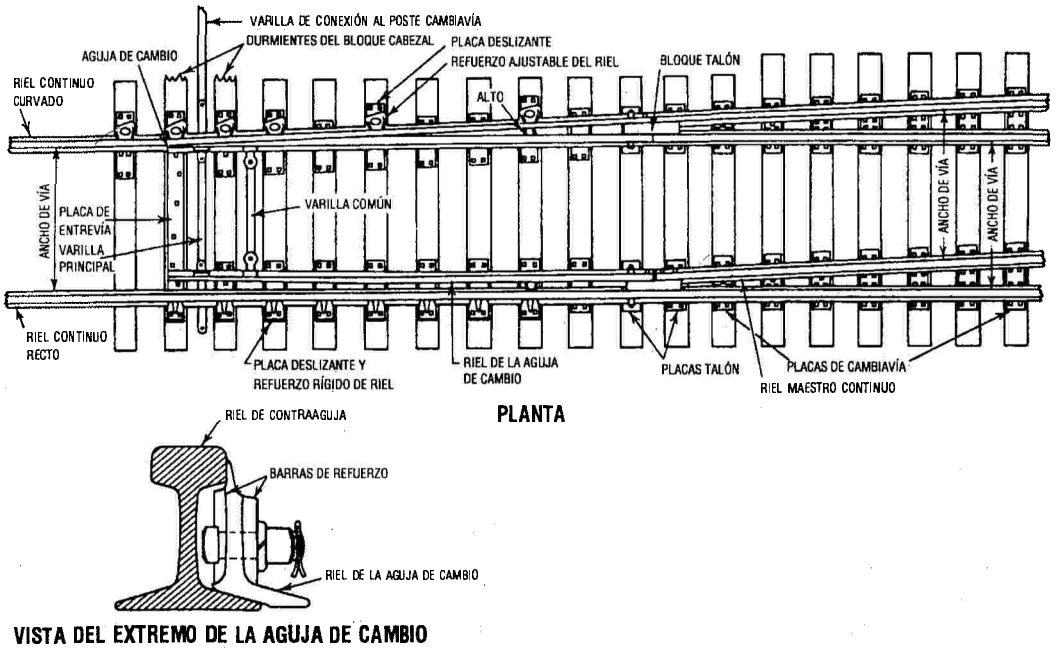


Figura 19.25 Cambio de agujas, recto, izquierdo.

Para pedir cruces, debeespecificarse el ángulo de intersección, la curvatura, si la hay, y el tamaño del riel.

19.14 Alcantarillas, viaductos y puentes

Las **alcantarillas** proporcionan aberturas para que pase el agua bajo las vías. Normalmente las alcantarillas consisten en tubos galvanizados corrugados o arcos, tubos de concreto reforzado, o cajas de concreto reforzado con marcos rígidos. Éstos son más económicos para su instalación y mantenimiento que otros tipos deaberturas.

Debe tenerse cuidado al colocar el relleno a los lados y sobre alcantarillas de gran tamaño, debido a que la presión lateral contra la alcantarilla es un factor importante en la capacidad para soportar la presión vertical. Se usan las alcantarillas metálicas de hasta 180 ft^2 y las alcantarillas de concreto reforzado de hasta 300 ft^2 como áreas de aberturas.

Los **caballetes o viaductos** se construyen a menudo de largueros de madera tratada, soportados por pilotes arriostrados también de madera tratada. Los viaductos tienen una cubierta abierta o con balasto. Las cubiertas con balasto son más caras en costo inicial, pero requieren menos trabajo para mantener la vía alineada y en superficie; y ofrecen menos peligro de incendio. Los viaductos de madera tratada son económicos, tienen una vida de 40 años o más y no requieren pintura.

Los viaductos se construyen también de pilotes de acero o de concreto, ya sea reforzado o preesforzado, con un cabezal de concreto que soporta largueros de acero o de concreto. Los viaductos de concreto tienen normalmente una cubierta con balasto. Los viaductos de acero pueden tener cubiertas con balasto o abiertas.

Los **puentes** normalmente se construyen de acero, concreto reforzado o concreto preesforzado. En general, los estribos y pilares son de concreto reforzado. Para puentes de acero, normalmente se usan vigas laminadas para claros de hasta 50 ft, trabes de placas de construcción soldada o remachada para claros de hasta 140 ft y armaduras, ya sea de tipo de paso superior o inferior para claros más largos. Las cubiertas abiertas o con balasto son usadas en puentes de acero, se prefieren cubiertas de balasto para todos los tipos de puentes con su facilidad para conservar la vía y reducción de impactos.

El *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association, recomienda diseños y especificaciones para la construcción de todo tipo de puentes, caballetes o viaductos y alcantarillas. Éstas incluyen recomendaciones para carga viva en términos de la carga *E* de Cooper, tolerancia a los efectos del impacto y esfuerzos de diseño permisibles. (Véase también Sec. 17.)

Eliminación del cruce a nivel ■ Las separaciones de niveles, para evitar cruces con carreteras a nivel, se logran por medio de los pasos superiores o inferiores del ferrocarril. Para pasos inferiores, el puente soporta los trenes y debe diseñarse y construirse para soportar cargas de ferrocarril. Para pasos superiores, el puente soporta el tráfico de carretera y debe diseñarse y construirse para soportar cargas de caminos. Se debe proporcionar el espacio libre adecuado. En general, el claro libre vertical es de 23 ft para tráfico ferrocarrilero en pasos superiores y de 14 a 16 ftpara tráfico carretero en pasos inferiores, pero prevalecen los requisitos oficiales. Véase también sección 16.27.4.

Es sumamente conveniente eliminar los cruces a nivel con carreteras en la medida de lo posible, para evitar accidentes, heridos y muertes que pueden haber en tales cruces, aun con la protección de señales. Es necesario eliminar tales cruces para la operación automática de trenes.

19.15 Carros y locomotoras para carga y pasajeros

Se usan diferentes tipos de vehículos y métodos de propulsión para distintos tipos de servicio de transporte por rieles.

19.15.1 Carros de pasajeros

Entre los tipos de carros de pasajeros se incluyen: los de equipaje (equipaje-dormitorio), los vagones de pasajeros, los carros comedores, los carros observatorios, los dormitorios y combinaciones de ellos. Las dimensiones de los carros de pasajeros recomendadas y adoptadas en la práctica por la Association of American Railroads (AAR) Mechanical Division son: longitud de acoplado, 85 ft; ancho, 10 ft; altura, 13 ft 6 in (carros dedos niveles, 16 ft 6 in); entre centros de *truck* o conjunto de rodadura, 59 ft 6 in. El peso de esos carros vacíos varía entre 100 000 y 160 000 lb. La capacidad de pasajeros sentados

TABLA 19.6 Peso máximo permisible para carros de carga, por riel

Medida de muñones, in	Peso sobre riel, lb
5× 9	142000
5½×10	177000
6×11	220 000
6½× 12	263 000
7× 12	315 000

varía de 44 a 89 en vagones y de 23 a 48 en carros comedores.

Según información proporcionada por AMTRAK, un carro dormitorio tiene varias combinaciones: 10 camarines y 6 alcobas, o bien 24 camarines y 8 alcobas. (The Car and Locomotive Builders. Cyclopedia, 4th ed., 1980, Simmons-Boardman Publishing Corporation, Omaha, Neb., contiene fotografías y vistas en plantas de los últimos carros de pasajeros construidos.) Los carros deben construirse de acuerdo con las normas de AAR para satisfacer los requisitos de seguridad e intercambio. Se emplean conjuntos de rodadura (*trucks*) de 4 ruedas con ruedas de acero forjado de 36 in de diámetro, cojinetes de rodillos, resortes helicoidales, amortiguadores, estabilizadores transversales e igualadores de carga; se equipan con frenos de aire y con líneas neumáticas de señales. El acondicionamiento eléctrico de aire, la calefacción y la iluminación para los carros se suministran a través de ductos desde el frente del convoy.

Los carros de pasajeros se diseñan para tomar curvas de radio mínimo de 250 ft al estar acoplados.

19.15.2 Carros de carga

Los tipos generales de carros de carga incluyen la plataforma, furgón, jaula, tanque, carro-tolva, tolva cubiertas, góndola, refrigerador y cabús o de cola de tren. Algunos tipos especiales de carros de carga incluyen plataformas de uno y dos pisos para contenedores, carros abiertos con armazón para transportar automóviles, carros cubiertos para transportar automóviles, plataforma para contenedor, el contenedor para láminas de acero, para rollos de acero, y el furgón de cubo alto. Con estos carros especiales se trata de mejorar el servicio; por ejemplo, los carros cubiertos para automóviles encierran completamente los automoviles y evitan así, el daño y los robos que ocurren frecuentemente en los carros abiertos. Los carros Schnaubel se emplean para el transporte de cargas especialmente pesadas y anchas. El **autotren** combina carros abiertos para automóviles de los pasajeros y coches convencionales de pasajeros de diferentes tipos para el transporte de pasajeros. La longitud de los carros de carga acoplados varía desde 24 ft para tolvas de cubo alto hasta 94 ft para furgones.

Para que los carros de carga puedan intercambiarse libremente en Estados Unidos, Canadá, y México, muchos componentes deben contar con la aprobación de la Association of American Railroads. Estos componentes incluyen acopladores, aparejos de tracción, larguero central, sistema de frenos de aire, ruedas, ejes, cojinetes, bastidores laterales de *truck*, resortes, amortiguadores, estabilizadores tipo tambor; y rodamientos. La carga total permitida sobre el riel está determinada por la medida de los muñones. En la tabla 19.6 se indican las cargas máximas para diversas medidas de muñón para un carro de cuatro ejes.

El ancho y la altura de los carros de carga deben entrar en la placa B (Fig. 19.26) para intercambio sin restricciones y en la placa C para intercambio en la mayoría de vías, según lo establecen las AAR Mechanical Division Specifications for Design, Fabrication, and Construction of Freight Cars. Las dimensiones de la placa B para el ancho deben reducirse para carros cuya distancia entre centros de truck sea de más de 41 ft 3 in.

En la mayor parte de los ferrocarriles existe una oficina de gálibos, para verificar holguras de cargas y rutas para unidades que transporten cargas que rebasen los límites de las placas B y C. Además, también se permiten cargas cuyo peso rebase las restricciones vigentes pero se limitan a rutas y velocidades designadas, en especial cuando se hace necesario moverse sobre estructuras de vía.

Los carros de carga de 45 ft de longitud acoplada pueden operarse acoplados en curvas de 45°. Los furgones de 94 ft de longitud acoplados a un carro corto pueden operarse en una curva de alrededor de 20°. La operabilidad de la curva depende de la holgura de las esquinas de los carros y el libre juego angular de los acopladores en las bolsas de aparejos de tracción. (*Car and Locomotive Builders' Cyclopedia*, Simmons-Boardman Publishing Corporation, New York.)

19.15.3 Carros para servicio de viajero frecuente

Se usan varios tipos de carros de servicio de viajero frecuente. Un tipo está diseñado para la operación de marcha reversible por una locomotora separada. Se trata de un diseño semimonocoque de aluminio con bastidor inferior de acero de alta resistencia, de 85 ft de largo, 10 ft 6 in de ancho y 12 ft 8 in de altura sobre la banda de rodamiento del riel. Los centros de *truck* están separados 59 ft 6 in y la distancia entre ejes es de 8 ft 6 in. Los *trucks* están equipados con cojinetes interiores, suspensión de aire, ruedas de 32 in de diámetro, ocho zapatas de composición para freno y frenado electroneumático. El peso es de 74 000 lb. La capacidad es de 104 asientos. Hay dos puertas de 33 in de ancho de cada lado, cerca de los extremos del carro. Se aborda el carro desde un andén de bajo nivel.

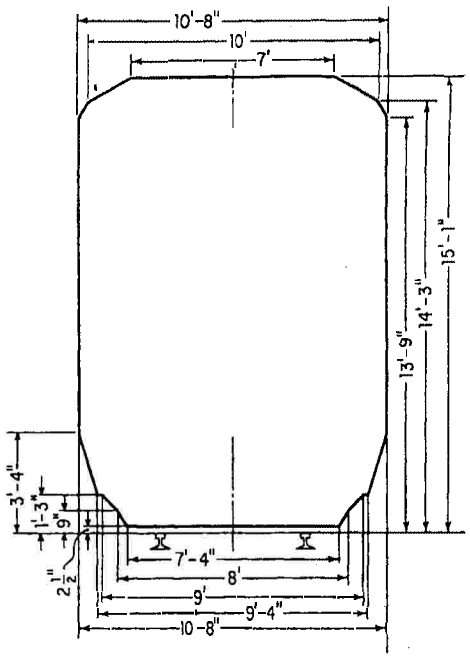


Figura 19.26 Diagrama de espacio libre de placa B para carro de carga para servicio de intercambio sin restricciones. Los carros pueden construirse en un ancho máximo de 10 ft 8 in y en los otros límites de este diagrama con 41 ft 3 in entre centros de trucks. Cuando la distancia entre centros de trucks no exceda de 41 ft 3 in, el sobrevuelo de los extremos del carro no debe exceder al sobrevuelo en el centro del carro en una curva de 13°. Un carro de estas dimensiones se denomina carro base. Cuando la distancia entre los trucks excede los 41 ft 3 in, el ancho del carro debe reducirse para compensar el aumento del sobrevuelo al centro o en los extremos del carro en una curva de 13°, de modo que el ancho máximo del carro no sobresalga más allá del eje de la vía más que el carro base. El gálibo de 2 ½ in sobre el tope del riel es un mínimo absoluto. (*Mechanical Division, Association of American Railroads.*)

Otro tipo es el carro de marcha reversible de dos niveles o tipo galería. El carro común de este tipo es de 85 ft de largo, 10 ft de ancho y 15 ft 10 in de alto. Tiene capacidad para 161 pasajeros sentados en un carro remolque o 155 en un carro de cabina. El carro cabina pesa 128 500 lb; el carro de remolque, 123 400 lb. Una locomotora diesel-eléctrica remolca o empuja estos carros. Un carro de cabina con controles para el maquinista se localiza en un extremo del tren y la locomotora diesel-eléctrica en el otro. En medio se colocan tantos carros remolque como sean necesarios. Estos carros tienen *trucks* de cuatro ruedas, separados 59 ft 6 in entre centros. Puertas dobles o triples a mitad de la longitud de los carros hacen expedito el ascenso y descenso al andén de bajo nivel.

El carro diesel autoimpulsado se usa en cierta medida para servicio de viajero frecuente. Un carro típico mide 85 ft de largo, 10 ft de ancho y 14 ft 7 in de alto. Tiene dos *trucks* de cuatro ruedas, separados 59 ft 6 in entre centros. El peso es de 112 800 lb y capacidad de 89 asientos. Una máquina de 550 caballos de fuerza con motor eléctrico propulsa el carro. Estos carros se usan también para correo, paquetería y servicio de pasajeros en línea de tráfico ligero. Se carga por el andén de bajo nivel.

El cuarto tipo de carro de servicio de viajero frecuente es la unidad múltiple (MU), eléctrica. Este tipo se usa sólo para alta densidad de tráfico. Un diseño de carro MU tiene 85 ft de largo, 10 ft de ancho y 12 ft 6 in de alto. Tiene 59 ft 6 in entre centros de *trucks*, y tienen dos ejes espaciados 8 ft 6 in entre centros. El carro pesa 105 600 lb y caben 122 pasajeros sentados. En general, se usan varias unidades en un tren, pero cada uno tiene su propio trole de catenaria y es accionado por cuatro motores de 156 caballos de fuerza. El ascenso y descenso se hace al nivel de piso.

Un quinto tipo es el carro unidad múltiple de doble piso con controles de cabina en extremos opuestos de los carros adyacentes. Este tipo mide 85 ft de largo, 10 ft 5 ¾ de in de ancho y 15 ft 10 in sobre la banda de rodamiento del riel. El peso es de

134 000 lb. La capacidad de asientos es 156, igualmente divididos entre las puertas dobles en cada lado, cerca de la mitad del largo. Tiene también una puerta sencilla a cada lado del extremo de la cabina. Trabaja con un sistema de catenaria a 1500 volts cd. El brazo retráctil que colecta la corriente para cada carro se localiza en una saliente del techo en el extremo de la cabina, y mide 1 ft 10 in retraído y 10 ft 4 9/16 de in extendido. El ascenso y descenso se hace al nivel del piso.

Un sexto tipo de carro de servicio de viajero frecuente se construye para operar en zonas electrificadas, con energía proveniente de un tercer riel y por medio de su propia fuente de energía en zonas no electrificadas. Estos carros se construyen para funcionar por pares con una fuente de energía. Cada carro es de 85 ft de largo, pesa 140 000 lb y cuenta con 240 asientos por pareja de carros. La carga se hace al nivel del terreno o del piso. Los proveen de energía dos unidades generadoras turboeléctricas de gas, de 550 caballos de fuerza, montadas directamente bajo el techo para facilitar el mantenimiento. Las dos turbinas de gas impulsan alternadores que proporcionan energía trifásica a 420 Hz, 277 a 480 volts. La corriente rectificada de salida se transmite a un circuito de estado sólido controlador de impulsos cd-cd, que controla por separado los motores excitados de tracción. Estos circuitos (dispositivos interruptores y distribuidores electrónicos de estado sólido), son medios avanzados para controlar la potencia de entrada del motor de tracción, el cual proporciona una aceleración suave, eficaz y sin jaloneos para comodidad de los usuarios.

Los carros de servicio de viajero frecuente y los de tránsito rápido autoimpulsados eléctricamente pueden almacenar la energía desarrollada, en baterías o en volantes de alta velocidad, por medio del frenado regenerativo, de manera que pueda usarse luego para la aceleración del tren. Esta fuente de reserva de energía puede emplearse para hacer funcionar los carros hasta la siguiente estación en caso de una falla de energía y, con baterías de acumuladores, para introducir o sacar los carros de un patio o de las vías de taller. Se elimina así la necesidad de electrificar estas vías (con la consiguiente disminución de costos y el aumento de seguridad).

Todos los tipos de carro de servicio de viajero frecuente descritos previamente tienen ventanas de vidrio de color o polarizado, aire acondicionado y asientos cómodos, decoración atractiva, buen alumbrado, canastillas para bultos de mano, y sanitarios.

19.15.4 Carros de tránsito rápido

Las características esenciales de estos carros son la rapidez de aceleración y desaceleración, entrada y salida fluidas, una capacidad máxima de asientos y de comodidad para los pasajeros. Para ello, están dotados con motores de gran potencia, una combinación de frenos dinámicos y de aire; su construcción es de peso ligero; cuenta con varias puertas por carro; se abordan y desocupan al nivel del piso; tienen asientos y distribución diseñados para la mejor utilización del espacio, los asientos son acojinados y tapizados; disponen de aire acondicionado, buen alumbrado y decoración atractiva. En la tabla 19.7 se ofrecen datos semejantes para carros de diversos sistemas de tránsito rápido. Los carros pueden llevar hasta 350 pasajeros. El números disponible de asientos varía de 56 a 83.

Los carros del sistema Bay Area Rapid Transit (BART) son un buen ejemplo de diseño que ofrecen excelente servicio, comodidad y seguridad. Los carros tipo *A* tienen un extremo ahusado con cabina para un solo operador que controlaría el tren (si es necesario); cuenta asimismo con sensores automáticos para la operación del tren y con un sistema de comunicaciones. Los carros *A* con el extremo ahusado se colocan al frente y a la cola del tren, con lo cual dan a éste aspecto agradable y aerodinámico. En la medida en que se necesitan carros *B*, hasta 8, se ubican entre los dos carros *A*. Los carros cuentan con asientos dobles tapizados con vinilo, a cada lado de un pasillo central. Los pisos están alfombrados; no está permitido fumar. El interior del carro es de construcción simple y de material durable y resistente al fuego, diseñado para facilitar la limpieza. No se requiere pintar y no se usan carteles o anuncios. Las lámparas usan lentes de enfoque y proporcionan de 30 a 35 fc a la altura de la lectura y 20 fc al nivel del piso. En dos lugares de cada carro, un pequeño equipo de intercomunicación de botones permite a los pasajeros reportar emergencias o pedir información al operador. Tanto el operador como la oficina central pueden dar avisos a los pasajeros por medio de las bocinas con que cuenta cada carro. Un pasillo amplio, completamente cerrado, y puertas con grandes ventanas de vidrio entre los carros permiten a los pasajeros observar los asientos de los carros adyacentes. Esto también facilita la observación de dos carros durante la noche.

Cada carro tiene su propio sistema acondicionado de aire. Esto proporciona una distribución uni-

forme de aire, libre de corrientes, con inyección de aire fresco, 12 toneladas de refrigeración, calefacción de 30 W y control de humedad abajo de 60% de humedad relativa.

Cuentan con control automático para el tren y las señales de cabina, pero el operador puede manejar directamente el control del tren en caso de emergencia. Los acopladores automáticos completan 24 circuitos eléctronicos a través del tren.

Las ruedas se diseñan para peso ligero y reducción de ruido. Son ruedas de acero forjado AAR con tratamiento térmico y mazas de aluminio. El soporte del carro y los *trucks* están equipados con fuelles de nivel controlados por aire, empaques de hule alrededor de los muñones, y amortiguadores hidráulicos.

Un circuito de cd recortador de onda se usa para controlar la corriente de 450 volts de corriente directa a cada motor y proporcionar arranque y parada suave. Se emplea un sistema automático de identificación de carro, con marbetes de color codificado en cada uno. Se colocan lectores electrónicos en los cables de patio para registrar las millas recorridas, con objeto de prestar mantenimiento y también para determinar la localización de cada carro.

La comunicación entre trenes y el control central es por radio; se usa una antena lineal a través de las secciones del subterráneo.

Una descripción más detallada del sistema BART se encuentra en *Modern Railroads Rapid Transit*, February 1972; y *The Bay Area Rapid Transit Vehicle System*, por L. A. Irvin y J. R. Asmus, Paper 680544, Society of Automotive Engineers.

19.15.5 Carros de trabajo de ferrocarril

Estos carros son de equipo de mantenimiento de vía y para varios propósitos. Incluyen carros con aire comprimido para la construcción y mantenimiento de vías; carros de medición de gálibo; carros dinamómetros para estudiar la eficiencia de la operación del tren; carros de instrucción, prueba y de freno de aire; carros de rieles para transportar largos tramos de riel soldado; carros para manejo de nieve incluyendo cuchillas y quitanieve giratorias; carros de prueba de cascarilla; carros para extender balasto y limpiar cunetas; y carros grúa que incluyen la "gran grúa" de hasta 250 toneladas de capacidad, herramientas y materiales, almacenaje y campamentos para brigadas de trabajo. (*Car and Locomotive Builders* Cyclopedia, Simmons-Boardman Publishing Corporation, Omaha, Neb.)

En lugar de usar carros de trabajo, algunas de las principales compañías ferroviarias emplean contratistas que utilizan equipo de construcción, incluyendo maquinaria montada en las vías, modificada para el manejo de carros y locomotoras, para remover equipo descarrilado y restablecer el servicio. En general, los contratistas mueven sus equipos en camiones y remolques y utilizan otros remolques para el servicio del personal de reparadores.

19.15.6 Locomotoras diesel-eléctricas

En Estados Unidos, casi todos los trenes de pasajeros y carga se mueven y hacen operaciones de patio con locomotoras diesel-eléctricas. Menos del 1.5% de las locomotoras son eléctricas; la mayor parte de las restantes son diesel-eléctricas. Hay en servicio unas cuantas locomotoras, de otros tipos como la diesel-hidráulica y la tuboeléctrica de gas.

Las locomotoras de vapor tienen una eficiencia general de apenas 5%. Causaban muchas demoras por agua, combustible y otros servicios. La locomotora diesel-eléctrica tiene una eficiencia general de alrededor de 25%. Puede operarse en unidades múltiples por un maquinista para alcanzar la potencia y fuerza necesaria de tracción. Requiere relativamente pocas paradas por combustible y agua. Tiene excelentes características de arranque, porque todo el peso está sobre las ruedas motrices.

Una aproximación de la fuerza de tracción de una locomotora diesel-eléctrica puede obtenerse dividiendo su peso entre 4 (coeficiente de adherencia de 0.25). En la figura 19.27 se da una curva de velocidad-fuerza de tracción y una curva de velocidad-frenado dinámico para una locomotora típica de camino diesel-eléctrica. Para servicio de camino, es práctica general operar cierto número de unidades locomotoras acopladas, para dar el necesario esfuerzo de tracción y la potencia requerida.

19.15.7 Locomotoras eléctricas

Una locomotora eléctrica tiene buena eficiencia, pero la potencia eléctrica requerida es generada usualmente en una planta de vapor que quema carbón, existen algunas pérdidas en la línea de transmisión y el sistema de catenaria representa una

TABLA 19.7 Características de algunos carros de tránsito rápido

	Bay Area Rapid Transit District (BART)	New York City Transit Authority	South-eastern Pennsylvania Transit Authority (SEPTA)	Toronto Transit Commission	Washington Metropolitan Area Transit Authority (WMATA)	Metropolitan Atlanta Rapid Transit Authority (MARTA)
Capacidad:						
Asientos por carro	72	72[c]	56	83	80	68[l]
Diseño máximo de pasajeros	216	350	202	300	240	250[m]
Longitud entre caras de acopladores	75 ft[a]	75 ft 0 in	55 ft 4 in	74 ft 9 ⅛ in	75 ft 0 in	75 ft in[n]
Altura:						
Total	10 ft 6 in	12 ft ½ in	12 ft 10 in	11 ft 11 ½ in	10 ft 10 ½ in	11 ft 10 in
Altura libre interior	6 ft 9 in	6 ft 6 ⅜ in[d]	7 ft 4 in	6 ft 11 in	6 ft 10 in	6 ft 10 in
Piso a tope de riel	3 ft 3 in	3 ft 10 1 0⅜ in	3 ft 10 in	3 ft 7 ½ in	3 ft 4 in	3 ft 8 in
Ancho, máximo	10 ft 6 in	10 ft 0 in	9 ft 1 in	10 ft 4 in	10 ft 1¾ ı in	10 ft 6 in
Peso, total menos pasajeros	56 500 lb[b]	87 000/lb[e]	48 760lb	55500 lb	72 0001b	76 000 lb[o]
Trucks						
Distancia entre trucks	5 0 ft 0 in	54 ft 9 in	38 ft 0 in	54 ft 0 in	52 ft 0 in	52 ft 6 in
Diámetro de rueda	30 in	34 in	28 in	28 in	28 in	34 in
Ancho de vía	5 ft 6 in	4 ft 8 ½ i n	5 ft 2 ¼ in	4 ft 10 ⅞ in	4 ft 8 ½ in	4 ft 8 ½ in
Distancia entre ejes	7 ft 0 in	6 ft 10 in	6 ft 8 in	6 ft 10 in	7 ft 3 in	7 ft 3 in
Radio mínimo de curva horizontal	500 ft	145 ft	140 ft	250 ft[f]	250 ft[h]	350 ft
Radio mínimo de curva vertical	1670 ft	2000 ft	3000 ft	2000 ft	[i]	1.5%/100 ft[p]
Número de motores	4	4	4	4	4	4
Potencia por motor, hp	150	115	100	116	160	160
Rendimiento:						
Velocidad de equilibrio, mi/h	80	80	55	55	75[j]	75[q]
Relación de acelaración inicial mi/h · s	3.0	2.5	3.0	2.5[g]	3.0	3.0
Relación de frenado de servicio mi/h · s	3.0	3.0	2.75	2.8	3.0[k]	3.0[r]
Relación de frenado de urgencia enmi/h · s	3.3	3.2	3.0	3.0	3.2[k]	3.5[r]
Límites de frenado dinámico	80-4	70-15	55-1	50-10	15 desaparición gradual	70-3
Puertas:						
Número por lado	2	4	3	4	3	3
Altura	6 ft 4 in	6 ft 3 i n	6 ft 3 i n	6 ft 5 ¼ ı in	6 ft 4 in	6 ft 7 in
Ancho	4 ft 6 in	4 ft 2 in	4 ft 1 in	3 ft 9 in	4 ft 2 in	4 ft 2 in
Número mínimo de carros por tren	2	4	2	2	2	1
Número máximo de carros por tren	10	8	10	6	8	8

[a]Para carros *A*; carros *B* = 70 ft
[b]Para carros *A*; carros *B* = 55 000 lb.
[c]Para carros *A*; carros *B* = 76.
[d]Techo bajo; 7 ft 2 ⅜ de in para techo alto.
[e]Para carros *A*; carros *B* = 84 000 lb.
[f]Mínimo deseable para estructuras de cajón de línea principal y túneles circulares = 1000 ft.
[g]Relación alta; relación baja = 1.9.
[h]Para vía de patio; línea principal = 500 ft.
[i]Parabólica, longitud mínima = $(G_1 - G_2)$ 100 ft, pero no menos de 200 ft.
[j]En pendiente de 1%.
[k]Abajo de 50 mi/h.
[l]Para carros *A* y *B*; carros *C* = 62.
[m]Para carros *A* y *B*; carros *C* = 235.
[n]Para carros *A* y *B*; carros *C* = 75 ft 4 in.
[o]Para carros *A* y *B*; carros *C* = 79 700 lb.
[p]Parabólica.
[q]Máxima sobrevelocidad.
[r]Menos de 50 mi/h.

inversión cuantiosa y gastos de mantenimiento. Las locomotoras eléctricas, en general, son económicas sólo en líneas que tengan un horario de trenes rápidos y frecuentes. Estas locomotoras tienen las ventajas de ser capaces de desarrollar una gran potencia con alta velocidad y necesitan menos mantenimiento que las diesel-eléctricas.

19.16 Requisitos de corriente eléctrica para trenes

Éstos varían con el tipo de servicio. Para trenes de pasajeros y carga entre ciudades, la potencia para que subir pendientes y cumplir con el tiempo programado es de primordial importancia. Para el servicio de viajero frecuente y de tránsito rápido un factor importante en los requisitos de potencia es la necesidad de acelerar rápidamente. Para tránsito rápido de pasajeros, la velocidad es relativamente baja, pero la corriente debe ser adecuada para acelerar rápidamente hasta la velocidad deseada. Para todos los tipos de servicio, la corriente debe ser adecuada para superar la pendiente, las curvas y la resistencia a rodamiento; deben considerarse los requisitos de tiempo de recorrido, frecuencia del servicio y costos operativos.

19.16.1 Resistencias al movimiento del tren

La **resistencia de pendiente** que ofrece una cuesta ascendente es igual a 20 veces la pendiente porcentual por tonelada de tren. Así, pues, en una pendiente de 1.5%, la resistencia de pendiente es de 30 lb/ton por ton; en una pendiente de 1%, 20 lb/ton; y para una pendiente de 0.5%, 10 lb/ton. En una pendiente hacia abajo, las mismas fuerzas aceleran al tren, que debe ser controlado con frenos.

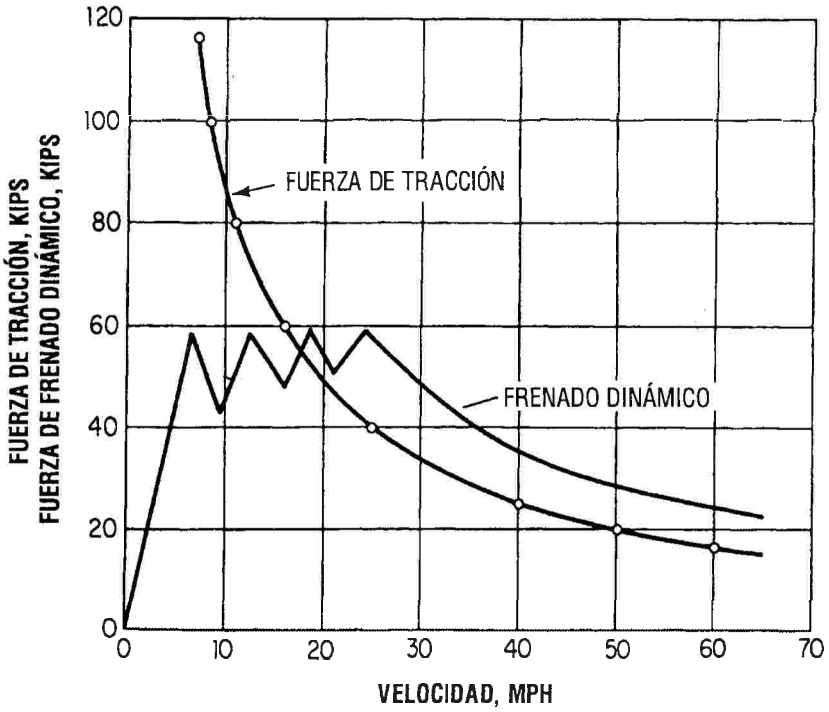


Figura 19.27 Las curvas relacionan la velocidad de una locomotora diesel eléctrica típica (3000 caballos de fuerza) con la fuerza de tracción o el frenado dinámico. Característica de locomotora: peso totalmente cargada, 390 000 lb; longitud de acoplamiento, 68 ft 10 in; altura (sobre los ventiladores de enfriamiento), 15 ft 7¼ de in; ancho, 10 ft 3⅛ de in; dos *trucks* de 6 ruedas; distancia entre los puntos pivote de los *trucks*, 43 ft 6 in; base total de las ruedas, 56 ft 6 ¾ de in; ejes espaciados a 6 ft 7⅝ de in, 6 ft 11¾ de in; 29 ft 4 in, 6 ft 11¾ in, y 6 ft 7⅝ de in; diámetro de las ruedas, 40 in. (*Cortesía de Electro-Motive Division, General Motors Corp. La Grange, Illinois.*)

La **resistencia de curva** es la resistencia agregada necesaria para guiar y deslizar las ruedas en una curva. La resistencia de curva se considera generalmente equivalente a una pendiente de 0.04% por grado de curvatura. Entonces, la resistencia de curva en una de 4° sería $0.04 \times 20 \times 4 = 3.2$ lb/ton de tren. Se acostumbra compensar las pendientes con curvatura reduciendo la pendiente a lo largo de la curva. En consecuencia, si la pendiente dominante en una línea es 0.5% y se compensa por curvatura, no se necesita considerar la resistencia de curva para calcular la potencia necesaria, debido a que ya se ha incluido en la pendiente. El uso de lubricadores de riel reduce la resistencia de curva aproximadamente a la mitad. La resistencia de curva tiende a retardar el tren en pendientes descendentes.

La **resistencia a rodamiento o de tren** es la resistencia al movimiento del tren en vía tangente a nivel. La resistencia del tren se ve afectada por la velocidad, el peso sobre los ejes y las características de la vía. Este último factor suele ser despreciado, ya que es relativamente pequeño. La resistencia al arranque es menor con baleros de rodillos, pero después que arranca el tren la resistencia de éste es más o menos la misma con cojinetes de rodillos o sólidos. Por ejemplo, la resistencia al arranque para un carro con bronces pueden ser, más o menos, de 20 lb/ton, tan pronto se ponen los carros en movimiento la resistencia se reduce a 5 lb/ton. El mismo carro con cojinetes de rodillos tendría la misma resistencia en el arranque que cuando se mueve a baja velocidad, 5 lb/ton.

19.16.2 Fórmulas para determinar resistencia del tren

Existen varias fórmulas para calcular la resistencia del tren. Las fórmulas de Davis (W. J. Davis, Jr., *The Tractive Resistance of Electric Locomotives and Cars*, General Electric Review, October 1926) son representativas de resultados obtenidos por varios investigadores. De acuerdo con el *Manual for Railway Engineering*, de la AREA, las fórmulas de Davis han dado resultados satisfactorios para velocidades entre 5 y 40 mph. Sin embargo, debido a las mayores dimensiones y cargas mayores de los carros de carga, a la velocidad de operación mucho más alta de trenes de carga y a los cambios en los tipos de carros desde que fueron desarrolladas las fórmulas, han sido conveniente modificar las constantes de la ecuación de Davis. Pruebas recientes han mostrado mejores resultados con la siguiente fórmula modificada de Davis:

$$R = 0.6 + \frac{20}{W} + 0.01V + \frac{KV^2}{WN} \qquad (19.20)$$

donde R = resistencia, en lb/ton
W = peso por eje, en ton
N = número de ejes por carro
V = velocidad, en mph
K = coeficiente de resistencia del aire
= 0.07 para equipo de tren carguero normal
= 0.16 para carro remolque en plataforma
= 0.0935 para contenedores en plataformas

El último término en esta ecuación, KV^2/WN, representa la resistencia del aire debido a la velocidad del tren. Con altas velocidades, esta resistencia llega a ser un componente mayor en la resistencia del tren y es necesario tener en cuenta el área de la sección transversal del carro, las propiedades aerodinámicas del diseño del carro, la densidad del aire, y la velocidad y dirección del viento.

Para un tratamiento detallado de esta materia, para servicio de pasajeros de alta velocidad, véase J. L. Koffman, *Tractive Resistance of Multi-Unit and Locomotive-Hauled Passenger Trains*, Rail Engineering International, abril-mayo de 1973. El autor sugiere la siguiente fórmula como representativa de equipo moderno de trenes de pasajeros de ferrocarriles británicos y continentales:

$$R = 1.5W + (5.5 + n - 2)\left(\frac{V}{10}\right)^2 \qquad (19.21)$$

donde R = resistencia total a la tracción de un tren normal de pasajeros, en kg
W = peso total, en toneladas métricas
n = número de coches en el tren
V = velocidad del tren, en km/h

y se toma el área frontal de la locomotora y los vagones como 10 m^2. La ecuación (19.21) supone un coeficiente de resistencia del aire de 0.6, basado en datos experimentales con velocidades en tren hasta

100 mph. En algunos diseños que dan poca importancia a las propiedades aerodinámicas de los carros, se encontró que el coeficiente de resistencia del aire hasta 1.85 para un tren de 8 carros. Por otro lado, se encontró que era de sólo 0.97 para el tren Tokaido de 10 carros de 249.5 m de largo, para el cual amplias pruebas de modelo fueron hechas en un túnel de viento para obtener una buena eficiencia aerodinámica.

En el diseño de vehículos que trabajan con velocidades de más de 100 mph, es muy importante que la eficiencia se tome en cuenta, porque la resistencia del aire produce la mayor parte de la resistencia al movimiento a esas velocidades y aumenta con el cuadrado de la velocidad.

19.16.3 Cálculo del tiempo de recorrido y consumo de combustible

El tiempo de recorrido y el consumo de combustible son datos útiles para comparar la conveniencia relativa de diversas líneas en construcción o para revisar una línea existente. El tiempo de recorrido puede calcularse por el método de perfil de velocidad.

En este método, la fuerza de aceleración, en lb/ton, se calcula restando de las características de la fuerza de los ejes de tracción de la locomotora la resistencia del tren en vía a nivel. El cálculo se repite para incrementos de 5 mph desde el arranque hasta la máxima velocidad de operación permitida. Puesto que la resistencia de la pendiente es de 20 lb/ton (véase Sec. 19.16.1), la fuerza de aceleración puede convertirse en pendiente equivalente dividiendo entre 20. El perfil real de la línea se grafica para mostrar elevaciones contra distancias. En la misma gráfica, para cada incremento de velocidad se observa la pendiente equivalente entre puntos para los cuales la diferencia vertical entre las pendientes real y equivalente es igual que la carga de velocidad. La carga de velocidad en ft, para cualquier velocidad es

$$VH = 0.0355V^2 \qquad (19.22)$$

donde V = velocidad, en mph. Esta fórmula expresa la energía cinética de un tren debida a su velocidad y la energía de rotación en sus ruedas como energía potencial equivalente, debida a la altura. El mismo procedimiento se aplica cuando se frena para reducir la velocidad o parar. La serie de líneas que representan pendientes equivalentes es el perfil de velocidad. (Se dan instrucciones detalladas para cálculos de eficiencia del tren, del *Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association.) Después de completar el perfil de velocidad para la línea, el tiempo de recorrido se encuentra sumando el tiempo requerido para recorrer cada incremento de distancia con la velocidad promedio para el incremento. Puede usarse una computadora para facilitar los cálculos necesarios.

El tiempo que una locomotora está trabajando a plena capacidad parcial o rodando por inercia, puede determinarse a partir de velocidad. Si se multiplica cada periodo por la correspondiente relación de consumo de combustible de una locomotora particular, dará el consumo del mismo. Otro método para determinar el consumo de combustible es calcular primero el trabajo total efectuado. Éste se compone del trabajo realizado para superar la resistencia al rodamiento, más la resistencia de la gravedad al escalar las pendientes, más la resistencia debida a las curvas. De esta suma debe restarse la energía de la gravedad al descender pendientes, pero la pérdida de energía (carga de velocidad) debida a la aplicación de los frenos debe agregarse para dar el trabajo total.

El trabajo total realizado, en lb-pie, puede convertirse en galones de combustible diesel multiplicado por 4 (eficiencia de 25%) y dividiendo entre 90 millones (lb-ft de energía por galón de combustible diesel).

Un método más simple, suficientemente preciso para la mayoría de los casos es aproximar un perfil condensado de la línea a una serie de pendientes largas. Calcular la velocidad con que la locomotora puede manejar el tren en cada pendiente. Obtener el tiempo para cada pendiente dividiendo la distancia por la velocidad, sumarla y agregar arbitrariamente de 5 a 10 minutos para cada parada y arranque, según sea la longitud del tren. Esto arrojará el tiempo aproximado de recorrido. El consumo de combustible puede determinarse tanto con el método de perfil de velocidad como por el trabajo total realizado.

19.16.4 Tonelaje arrastrado por el tren

El cálculo del máximo tonelaje que puede ser arrastrado en una línea por una locomotora dada se

determina por la pendiente dominante. Sin embargo, la locomotora puede no ser capaz de moverlo con una velocidad suficientemente alta para satisfacer requisitos de tráfico competitivos,o para evitar el tiempo extra de la tripulación. Con locomotoras diesel-eléctricas, puede acoplarse cualquier número de unidades. Pero si se colocan a la cabeza del tren, pueden existir problemas de acopladores rotos, si la fuerza de tracción excede de 200 000 lb.

Si un tren se hace demasiado largo, por ejemplo 200 carros, puede experimentarse dificultad por falta de marcha, de excesivas demoras para cambiar acoplamientos rotos o para sacar carros que se hayan calentado, o por la operación de frenos de aire con temperaturas muy bajas. Un tren de 100 carros es bastante común en Estados Unidos. Ocasionalmente se operan trenes de hasta 250 carros. A veces se agregan locomotoras diesel-eléctricas cerca de la mitad de la longitud del tren y como empujadoras en la cola, si hay pendientes pronunciadas.

En general, a mayor tonelaje es menor el costo de operación de un tren. En consecuencia, el tonelaje del tren es asunto de economía, funcionalidad de operación y satisfacción de las exigencias del tráfico competitivo en velocidades y frecuencia del servicio.

Puesto que la resistencia del tren varía con el peso y número de carros, una locomotora no puede mover el mismo tonelaje en un tren de carros vacíos que en uno de carros cargados. Además, una locomotora no puede mover igual tonelaje en clima frío que en clima caliente. Como medio de compensar estos dos factores, pueden usarse los datos que muestra la tabla 19.8.

El tonelaje ajustado se obtiene con la suma del peso de los carros y su contenido, en toneladas, más un ajuste, en toneladas. Para temperaturas arriba de 35°F, esta suma se llama relación ajustada de tonelaje *A*. El ajuste para calcular tal relación se obtiene multiplicando el factor de ajuste dado en la tabla 19.8 para una pendiente dominante específica, por el número de carros del tren. Para temperaturas inferiores a 35°F, se usa un porcentaje de la relación *A*, como se indica en la tabla 19.8. La relación de tonelaje ajustado es independiente del número de carros del tren.

19.17 Control de trenes

Hay varios métodos para controlar el movimiento de trenes en las vías; dependen del número de vías y de las características del tráfico. El objetivo es mover los trenes conforme a los programas deseados entre los puntos de origen y los de destino con seguridad como consideración principal.

Las **órdenes de trenes y horarios** se usan donde solo se mueven unos pocos trenes al día en una línea. Las velocidades de trenes de pasajeros, donde se usa este método de control están limitadas por la

TABLA 19.8 Datos para calcular capacidades ajustadas de tonelaje

Pendiente dominante %	Factor de ajuste ton por carro	% de la capacidad *A*		
		B, 20-35°F	*C*, 0-20°F	*D*, abajo de 0°F
0.1	29	84	70	57
0.2	20	89	78	66
0.3	15	91	82	72
0.4	12	93	85	76
0.5	10	94	87	79
0.7	8	95	90	84
1.0	5	97	93	87
1.5	4	98	95	91
2.0	3	98	96	93
2.5	2	99	97	94
3.0	2	99	97	95

Federal Railroad Administration (FRA) a 60 mph; las de los de carga, a 50 mph.

El **sistema de bloqueo manual** proporciona una operación más segura. Los operadores estacionados entre bloques de vías no permiten que un tren entre al siguiente bloque hasta recibir del operador del siguiente tramo aviso de que el bloque está libre. Aunque seguro, este método da poca capacidad de vía, programas lentos y alto costo por operadores de bloque. En EU, con el sistema de bloqueo manual se permiten velocidades hasta de 79 mph por orden dela FRA.

El **sistema de señales de bloqueo automático** hace que se separen eléctricamente bloques sucesivos de vías, por medio de juntas aisladas del riel en ambos extremos. A menos que el riel sea soldado continuo, se usan uniones de riel en cada junta de riel atornillado para asegurar la continuidad del circuito eléctrico entre los extremos del riel. Una señal de tres posiciones se conecta al circuito eléctrico para cada bloque y bloques adyacentes. Una señal de tres posiciones es conectada a un circuito eléctrico para cada bloque y para los bloques contiguos. Se utilizan muchos tipos de señales. Una presentación común de señal es una luz verde para indicar a un tren que se aproxima que hay dos bloques libres adelante; una luz amarilla, para mostrar que el segundo bloque hacia adelante está ocupado y una luz roja indica que el siguiente bloque adelante está ocupado. La longitud del bloque no debe ser inferior a la distancia necesaria para el frenado de servicio, para la velocidad del tren. Se usa con frecuencia una longitud de bloque de 1 milla. Se permiten velocidades de hasta 79 mph.

El **control automático del tren** está provisto de un inductor a un lado de la vía localizado adelante de cada circuito de bloque, sobre el que pasa el receptor de la locomotora. Este receptor está montado en la caja del muñón de la locomotora, de modo que tenga una holgura de 1 ½ in con el inductor. Se coloca un circuito eléctrico en tal forma, que, cuando una locomotora pasa una señal restrictiva, el maquinista debe hacer constar que notó la advertencia accionando un contactor. De otra forma, los frenos del tren se aplican automáticamente. Con este sistema, la FRA no limita la velocidad del tren a 79mph.

El **control codificado** tiene la ventaja de usar sólo un par de alambres para transmitir las señales desde los bloques ubicados adelante, en lugar de requerir muchos alambres. Se usa una interrupción del voltaje de corriente directa para diferentes señalizaciones. Por ejemplo, en vías con movimiento en una dirección, 180 interrupciones por minuto operan la señal de "proceda"; 120, "media aproximación"; 75, "aproximación"; y sin código, la "restrictiva". Pueden transmitirse señales adicionales por medio de combinaciones de polaridad inversa.

Otra ventaja del control codificado es que el relé de vía que sigue a un código debe adecuarse a cada pulsación. En consecuencia, la derivación del tren sólo necesita ser suficiente para reducir la corriente de vía en el relé por abajo del valor de entrada de señal, en lugar de que sea por abajo del valor de salida. Esto permite usar un mayor voltaje de vía y, para condiciones dadas de resistencia del balasto, los circuitos de vía pueden ser el doble de largos.

Las **señales continuas de cabina** se producen por medio de corriente alterna y no continua para los circuitos de vía; se captan por medio de receptores inductivos colocados al frente de las ruedas guía de la locomotora. En consecuencia, la señal que pasa a través de los rieles hacia los receptores emite señales en la cabina de la locomotora. Cualquier cambio en la presencia de la señal es inmediatamente visible, tanto si la señal de vía está a la vista del maquinista, como si no lo está. Con este sistema ya no se requieren las señales de vía. En este caso puede emplearse con este sistema el control codificado interrumpiendo el voltaje de corriente alterna de la misma manera que el voltaje de corriente directa. Con señales continuas en la cabina, la velocidad del tren pueden sobrepasar las 79 mph.

El **sistema de enclavamiento** pueden emplearse en cruces de ferrocarril a nivel y en algunos cambios. En cruceros sin este sistema, cada tren debe parar primero en el crucero y luego proceder si el crucero está libre.

El sistema de enclavamiento mecánico operado por una guardavías permite dar el derecho de paso a un tren o retener uno que va a cruzar. La presentación de señales se opera por palancas y largos tubos conectores, como son los desvíos en cada vía.

Este sistema con operación eléctrica permite al operador accionar eléctricamente presentaciones de señal y descarrilar. El operador también puede desconectar o conectar cambios por medio de interruptores eléctricos para cruces o conectar vías. Los cambios son accionados por máquinas con interruptores de motor eléctrico o electroneumático. Se proporcionan elementos de seguridad para evitar que un operador accione señales, desviaderos o

cambios, a menos que la vía esté libre para tales movimientos.

El enclavamiento de ruta se usa para los cruceros muy complicados, que incluyen muchas vías y movimientos de trenes. Sólo es necesario que el operador oprima un botón para el punto donde un tren va a entrar al enclavamiento y otro para el punto donde el tren lo deja. Así, la mejor ruta disponible será seleccionada automáticamente y alineada para el tren. En cruceros simples, los movimientos de trenes a través de un enclavamiento pueden ser controlados en forma automática por un sistema de señales eléctricas.

El **traslape y la señalización de bloque absolutamente permisiva** son necesarios para evitar colisiones de trenes que se mueven en direcciones opuestas en la misma vía. Con señales de bloque automáticas que den indicaciones sólo para los dos bloques inmediatos, los trenes opuestos pueden pasar simultáneamente una señal de vía libre, así como encontrar la siguiente señal de paro, pero no pueden detenerse a tiempo. Esta situación puede evitarse traslapando los bloques subsiguientes, de manera que la señal de paro sea visible más de un bloque adelante del tren. Con el sistema de bloque absolutamente permisivo pueden usarse relés para ampliar los bloques con antelación y mantener las indicaciones normales de bloque para los siguientes trenes y, en consecuencia, agilizar su desplazamiento. Si se operan trenes opuestos sobre la misma vía con bloque absolutamente permisivo, el control del bloque debe ubicarse suficientemente adelante para desviar uno de los trenes hacia un desvío o vía de enlace y permitir el paso del otro.

Al **control de tráfico centralizado** (CTC) oficialmente la FRA lo llama "sistema de control de tráfico". Se define como "un sistema de bloque según el cual se autorizan los movimientos de trenes por medio de señales de bloque cuyas indicaciones conceden prioridad de trenes tanto para movimientos opuestos como consecutivos en la misma vía".

Con el CTC, un operador dirige el movimiento de todos los trenes y, normalmente, de todos los cambios y descarriladores en las vías bajo su control. Para líneas de baja densidad de tráfico, algunas veces los cambios son operados a mano por un operador del tren de acuerdo con una señal visible en el cambio. Un tablero muestra al operador un despliegue diagramático del conjunto de vías, con todas las desviaciones identificadas y con señales de éstas visibles y claras. Por medio de luces se identifica la localización de todos los trenes. Las señales y los cambios en los extremos de los desvíos o vías de enlace se disponen como enclavamientos de rutas. La señalización automática de bloques controla el movimiento entre los desvíos. Con sólo dos alambres a lo largo de la vía y diferentes frecuencias para transmitir datos codificados, es posible para un operador controlar el movimiento de trenes a lo largo de varios miles de millas de vías. La operación real se realiza en un pequeño tablero de control frente al operador, quien sólo oprime botones o gira pequeños interruptores para enviar la señal directora. El reconocimiento se indica en el tablero por una señal automática de regreso emitida cuando se completa la acción.

La **operación automática de trenes** es la capacidad para completar la programación y operación de trenes, como el arranque y paro, apertura y cierre de puertas, etc., por medio de computadora. En teoría no se necesita operador de tren. En realidad se considera deseable que en el tráfico con pasajeros se tenga normalmente un operador por tren; éste puede actuar en caso de emergencia, anular la operación automática y emplear la operación manual. Para la operación manual son necesarias las señales automáticas de bloque o señales continuas de cabina. Además la presencia de un operador en el tren proporciona sensación de seguridad a los pasajeros.

En el centro de control, una o más computadoras controlan la operación de cada tren de acuerdo con un programa, pero tiene la capacidad de cambiar automáticamente la operación según lo exija alguna demora eventual. Se cuenta con uno o más "despachadores" para observar los tableros de control que muestran la posición de todos los trenes y para hacerse cargo de la operación manual en caso de emergencia. La experiencia ha demostrado que la operación automática lleva a los trenes por una ruta en un tiempo menor y con mayor comodidad para los pasajeros de los que pueden obtenerse con operación manual.

Los sistemas y procedimientos para controlar trenes y asegurar la máxima eficacia han llegado a ser tan complejos, que debe consultarse a especialistas en la materia para seleccionar y diseñar el sistema para cualquier condición dada.

La **advertencia de cruce a nivel** es un señalamiento de función importante en la operación de trenes. Los circuitos de vía para señales de bloque pueden usarse para accionar luces intermitentes o barreras de cruceros, automáticamente, y advertir a

los vehículos de trenes que se aproximan a los cruceros en carreteras a nivel. Las barreras de crucero son de gran importancia en cruceros de dos o más vías, debido al peligro de que algún conductor atraviese el crucero después de que un tren haya librado el cruce, sin esperar a ver si se aproxima un tren por otra vía.

Los circuitos sobrepuestos de audiofrecuencia se han desarrollado para accionar la protección de cruceros a nivel, sin necesidad de juntas de riel aisladas.

Las **cercas para deslaves** se usan frecuentemente en lugares donde las rocas pueden caer y obstruir la vía. Estas vallas se tensan con un resorte en un extremo. La presión de una roca en cualquier punto sobre la valla causará el movimiento del extremo, el cual abre un circuito electrónico y hace que un relé de control se desenergice y ponga la señal del bloque en posición de paro.

19.18 Comunicaciones en la operación del tren

Se disponen muchas formas de comunicación para reforzar la seguridad y la eficiencia de la operación de trenes y dar a los pasajeros sensación de seguridad. Incluyen la comunicación simple por medio de un silbato de tren o una campana de advertencia, señales laterales de vía o de cabina, telégrafo, teléfono, radio, microondas y circuitos eléctronicos y directos o de inductancia. Muchos de éstos se analizan en las secciones 19.6, 19.15 y 19.17. Deben consultarse especialistas del ramo de comunicaciones en las secciones y diseños de la mayoría de los sistemas apropiados de comunicación para una determinada operación de transporte sobre rieles.

A fines de la década de 1960, algunos ferrocarriles probaron un sistema de identificación automática de carros por el que se aplicaban códigos de barras en los costados de carros, que eran leídos por analizadores ópticos. Debido a las dificultades para conservar limpios los códigos, los analizadores ópticos no siempre leían bien los códigos y el sistema se desechó. Otros ferrocarriles también intentaron varios sistemas en los que personal de patios utilizaban cámaras de televisión para verificar números de carros, a medida que éstos entraban o salían de patios principales. Con el apoyo de la Association of American Railroads, se llevan a cabo investigaciones sobre el uso de emisores de radar con unidades correspondientes en carros, para transmitir electrónicamente números de carros a sistemas computarizados. Además, se encuentran en etapa de desarrollo otros sistemas de satélite que utilizan un sistema de localización global (GPS) y un sistema a costado de vía (ATCS) para vigilar los movimientos de trenes.

19.19 Conservación de vías

Una vez terminada la construcción de un ferrocarril, se requiere de continua conservación para mantenerlo en condiciones de operación. Para este fin se utiliza equipo mecanizado en gran parte de Estados Unidos.

Se puede usar equipo sobre la vía, por ejemplo separadores y palas Jordan, y equipo fuera de la vía, como son motoniveladoras, palas, excavadoras de cuchara de arrastre y máquinas zanjadoras especiales montadas en la vía, para la construcción de zanjas. Se pueden emplear carros con descarga en los costados, para el transporte de material de zanjas en cortes para ensanche de terraplenes en rellenos. Se pueden emplear herbicidas químicos o quemadores para conservar la sección de balasto libre de hierba. Se pueden utilizar herbicidas químicos o podadoras de motor para controlar hierbas indeseables dentro del derecho de vía. Se dispone de equipo para limpieza de balasto, para limpiar el balasto entre durmientes, en el espaldón y bajo los durmientes.

Cuando se haga cambio de riel, hay equipo para el manejo de casi cualquier trabajo. Este equipo incluye extractores de clavo de vía, llaves eléctricas para tornillos de vía, grúas de rieles, máquinas para formar cajas de durmientes, barredoras de balasto, aplicadores de creosota, máquinas para meter clavos de durmientes y aplicadores de anclas de riel. También hay equipo especial montado en vías que puede remover durmientes y rieles existentes, instalar nuevos durmientes (de concreto o de madera) y colocar riel nuevo, todo en una operación continua.

19.19.1 Defectos en rieles

La detección de defectos en rieles es un factor importante para la seguridad de la operación de ferrocarriles. Los defectos en rieles se forman con el uso y se clasifican como fisuras transversales, fisuras

compuestas, fracturas progresivas, fractura por quemadura, hongo partido horizontalmente, hongo partido verticalmente, aplastamiento del hongo o cabeza de riel, riel entubado, alma partida, separación de alma y hongo, grieta en agujero para tornillo, patín o base rota, fallas o defectos en soldadura de riel y riel defectuoso. Sin embargo, debido a las mejoras en el diseño del riel, la fabricación y las prácticas de mantenimiento, el número generado de defectos de riel es notablemente pequeño. La mayor parte de los defectos de riel que se producen están en la cabeza o el alma, dentro del área de la eclisa. Puede usarse equipo de detección de defectos de riel con el cual pueden generalmente detectarse tales defectos. Debido a éstos es posible remover los rieles defectuosos antes que ocurra una falla de servicio. Véase también subsección 19.19.4

Los carros detectores de defectos de riel que existen viajan sobre la vía con velocidades de prueba de 6 a 15 mph. Con sistemas electromagnéticos y ondas ultrasónicas, el equipo a bordo es capaz de localizar defectos internos en la cabeza del riel. El equipo de ultrasonido se utiliza para detectar defectos en el alma del riel particularmente en las juntas, dentro de cruces de vías y áreas pavimentadas y en los sapos. La mayoría de los rieles en líneas principales en Estados Unidos se prueban una vez al año, o más seguido, con carros detectores.

19.19.2 Tiempo de duración de un riel

Se expresa usualmente en millones de toneladas brutas de tráfico soportado antes de tener que ser reemplazado. El peso bruto es igual al peso total de las locomotoras, carros y su carga expresado en toneladas cortas.

El tiempo de duración de un riel está determinado por los siguientes factores:

1. **Tamaño del riel.** Las secciones más pesadas como las 140 RE, 136 RE, y la 132 RE tienen una vida más larga que las secciones más ligeras como las 100 RE, 115 RE y la 119 RE bajo condiciones de servicio comparables.
2. **Curvatura.** En general, los rieles curvos no tienen una vida tan larga como los tramos rectos; entre mayor sea la curvatura, menor será la vida del riel. Una lubricación adecuada de los rieles exteriores en curvas prolongará apreciablemente la vida del riel.
3. **Carga de ruedas.** La vida de un riel bajo las cargas de carros de 100 ton es apreciablemente menor quebajo cargas de 70 ton pero mayor que bajo las de 125 ton. Las presiones de contacto originadas por las cargas de las ruedas de los carros más pesados incrementan el desgaste en el lado de la entrevía del riel exterior y el flujo plástico en la parte superior y lados de la cabeza en el riel interior en curvas, más rápidamente que el incremento en la carga de ruedas. Asimismo, las cargas de ruedas de los carros más pesados causan un aumento desproporcionado en el número de fallas en los rieles (*Comparison of Rail Behavior with 125-ton and 100-ton Cars*, D. H. Stone, AREA Proceedings, vol. 81, p. 576).
4. **Riel soldado continuo (RSC).** Éste ha mejorado la vida de servicio de los rieles en tramos rectos; con rieles unidos, los factores principales que determinan la vida del riel son el desgaste en la superficie de contacto entre la eclisa y el riel y el golpeteo de los extremos del riel en las juntas. En el RSC no hay juntas entre rieles, sólo soldaduras a tope de campo a taller excepto en las juntas aisladas. (Las relativamente pocas juntas aislantes son ahora pegadas para impedir movimientos del extremo del riel dentro de las eclisas.) La vida del RSC en tramos rectos y curvas ligeras (de 1° o menos) está determinada por el número de fallas de servicio detectadas. Éstas son principalmente fracturas transversales progresivas en la cabeza que incrementan en frecuencia con el número acumulativo de cargas de rueda. En algún momento la frecuencia de ocurrencia de tales fallas hace más económico reemplazar el riel que cortar los tramos con los defectos detectados y soldar un tramo de riel de reparación.
5. **Metalurgia.** La mayor parte de los ferrocarriles usan rieles tratados térmicamente o de aleación en curvas muy cerradas. Esto disminuye el desgaste lateral en el riel exterior y el flujo plástico en la parte superior y lados del riel interior prolongando así la vida del mismo.
6. **Necesidad de riel de relevo.** Esto puede ser un factor en la vida del riel. El riel unido con eclisa o el RSC pueden removerse aunque tuviese aún vida de servicio si se requiere este riel para relevo en curvas, líneas de ramal, de patio o en áreas industriales.
7. **Corrugación.** Éste puede ser un factor en la vida del riel, aunque usualmente se usan trenes esme-

riladores para corregir esta condición de la superficie del riel a menos que el daño sea excesivo.

8. **Fondos disponibles.** Los fondos disponibles para comprar y tender nuevos rieles es una consideración práctica en la vida del riel. Si faltan fondos, la vida del riel puede prolongarse más allá de la vida óptima del riel.

Los **lubricantes de vía** reducen el desgaste de las cejas sobre los rieles externos y la resistencia de la curva al movimiento del tren. Los dispositivos se sujetan a los rieles en las curvas para que apliquen lubricante a la ceja con cada rueda que pasa. En general un lubricador de vía consiste en un recipiente que contiene un tipo adecuado de grasa, un émbolo que se activa con cada rueda que pasa para bombear una pequeña cantidad de grasa dentro del aplicador, y el aplicador mismo. Éste es un miembro de acero de varios ft de largo apoyados contra el lado interno del riel. Este elemento contiene pequeños agujeros a través de los cuales se bombea la grasa para ponerse en contacto con las cejas de las ruedas. Existen diversos tipos de lubricadores. Las instrucciones del fabricante deben seguirse respecto de la colocación y el tipo de lubricante que puede usarse.

Parte del lubricante puede caer sobre el riel, disminuyendo la tracción de las ruedas de la locomotora. Para evitar la pérdida de tracción en ambos rieles al mismo tiempo, pueden usarse lubricadores separados para cada riel, y no debe colocarse opuesto uno al otro.

19.19.3 Renovación de durmiente

Se encuentran en uso dos métodos para renovación de durmientes. En uno de ellos, cada año sólo se cambian los durmientes que así lo requieran (conocido como método de renovación de punto). En el otro, que es la renovación de todos los durmientes de un tramo de vía, se cambian durmientes consecutivos.

Algunos ferrocarriles postergan las renovaciones por dos o tres años en alguna sección de vía en que vaya a renovarse la superficie, pero cuando se efectúa esto se renuevan esos durmientes y algunos que tendrían que ser renovados en los dos o tres años siguientes. Esto se hace debido a que los durmientes pueden reemplazar a un costo menor cuando va a rehacerse la superficie. Pueden utilizarse equipo mecanizado para retirar los clavos, levantar el riel, remover los durmientes viejos, colocar los nuevos, meter los clavos y tender el balasto bajo los durmientes.

19.19.4 Mantenimiento de las vías

El mantenimiento de la estructura de las vías incluye, además de la renovación de durmientes, el apretado periódico de los tornillos de vía; levantamiento de éstas para corregir variaciones en la superficie y el nivel transversal, alineado de la vía para corregir desviaciones, agregar balasto y recubrir la sección del mismo. Generalmente, se emplea equipo mecanizado para hacer el trabajo y se incluyen herramientas mecánicas, lubricadores de junta, gatos mecánicos y compactadoras con dispositivos de alineación, afianzadoras de los durmientes de unidades múltiples, alineadores de vía que contienen dispositivos visor y esparcidores de balasto.

El uso en forma continua de rieles soldado aumenta la probabilidad de pandeo a temperaturas altas y de separación a temperaturas muy bajas. Un estudio de un gran número de rieles pandeados en un periodo de tres años en una vía principal señala lo siguiente:

Las causas principales del pandeo son un balasto inadecuado que perturba la cama de durmiente durante la renovación de éstos o de la superficie de la vía; la colocación impropia de los rieles o su ajuste por temperatura. El pandeo de los rieles es más probable que ocurra en las tardes calientes durante la primavera. También es más probable que ocurra en curvas que en tramos rectos y la probabilidad será mayor entre mayor sea la curvatura de la vía.

El descarrilamiento causado por vías pandeadas pueden minimizarse manteniendo una sección completa de balasto, teniendo cuidado de no mover la vía en tiempo muy caliente e inspeccionando la vía en las tardes de los primeros días de estación calurosa. Además deben tomarse medidas apropiadas como ordenar bajas velocidades y reforzar la vía o aliviar esfuerzos en los rieles cuando se observen zonas de pandeo o se sospeche su posible ocurrencia. (AAR Research and Test Department Report R-454, *An Investigation of Railroad Maintenance Practices to Prevent Track Buckling*, Association of American Railroads, 1920 L St., N.W., Washington, D.C. 20036.)

Alineamiento por cuerda ■ Esunmétodo conveniente y satisfactorio para verificar el alineamiento de curvas y espirales. Primero, la curva se marca en estaciones de 31 ft. Luego, se mide la ordenada media de la cuerda a 62 ft en cada estación. Las ordenadas medias son indicativas del grado de curvatura y pueden usarse para proporcionarse curvatura uniforme a lo largo de la curva y sirven también para alinear las espirales (*Manual for Railway Engineering*, American Railway Engineering Association). Puede aprovecharse una máquina calculadora diseñada especialmente para el alineamiento por cuerdas.

19.19.5 Mantenimiento de las estructuras

Cada año debe hacerse una inspección detallada de todos los puentes, caballetes y alcantarillas. Las estructuras con deficiencias deben clasificarse con respecto a su capacidad para transporte de carga con seguridad, mientras que las debidas medidas de seguridad se encuentren en vigor para permitir el movimiento de trenes. Esta inspección debe establecer también las necesidades de conservación u opciones de cambios. Deben realizarse investigaciones especiales, como por ejemplo inspecciones bajo el agua o inspecciones detalladas de estructuras, según sea necesario o como política del ferrocarril de que se trate. Los trabajos que no sean de emergencia por naturaleza, como es la limpieza y aplicación de pintura, reparación de concreto deteriorado y cambio de alguna parte, deben programarse. Las inspecciones periódicas intermedias, para la observación de condiciones de puentes y caballetes, deben hacerse en cada oportunidad de acuerdo con las políticas del ferrocarril. Las estructuras susceptibles de socavarse en sus bases deben inspeccionarse con más frecuencia. La vigilancia e inspección de puentes y estructuras de drenaje pueden hacerse necesarias en tormentas y periodos de fuerte nivel de lluvias y después de temblores. Las prácticas de inspección recomendadas están detalladas en el *Manual of Railway Engineering*, American Railway Engineering Association.

Del mismo modo, las construcciones de ferrocarriles deben inspeccionarse para determinar si se cumple con los requisitos de conservación y reparación. Deben conservarse registros de todas las inspecciones, según lo requiera cada ferrocarril. Se pueden utilizar sistemas computarizados para la administración de estructuras, para ayudar en la toma de decisiones y planeación.

19.19.6 Equipo mecanizado de trabajo

El ingeniero de ferrocarriles debe tener una copia de la *Pocket List of Railroad Officials*. Ésta es una publicación de The National Railway Publication Company, 424 West 33d Street, New York, N.Y. 10001. Contiene una lista alfabética de todo el equipo ferrocarrilero y sus partes, con los nombres y direcciones de las compañías que fabrican o venden esos productos.

19.19.7 Normas de seguridad de vías

Según la legislación de 1970 del Congreso de Estados Unidos, la Federal Railroad Administration del Department of Transportation debe establecer normas de seguridad de vías y vigilar que los ferrocarriles las cumplan. Estas normas establecidas por la FRA prescriben normas mínimas para la operación segura de trenes, relativas al drenaje, la vegetación, balasto, defectos de riel (incluso el deterioro de las puntas), soldaduras, juntas, plaquetas, clavos, calzas, cambios, sapos, dispositivos de vía, desviaciones y variabilidad de la geometría de la vía (cambios de elevación, alineamiento, nivel de cruce y superficie), la elevación máxima en las curvas, máximo desbalance en curvas e inspección de vía. Las normas se refieren a diferentes clases de vía, y la clasificación depende de la velocidad permitida de operación. Esas normas se revisan cuando la FRA lo considera necesario o deseable y se publican con la denominación Title 49 Transportation, Code of Federal Regulations, Part 213 (49 CFR 213). Anualmente se publica un volumen que incluye éstas y otras normas de seguridad para los ferrocarriles. (Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20402.)

20

John O. Bickel*
Late Associate Consultant to
Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas
Consulting Engineers
New York, New York

Ingeniería de túneles

La ingeniería de túneles hace posible muchos servicios esenciales, tanto bajo tierra como bajo el agua. Se utilizan técnicas especializadas de diseño y construcción, debido a la necesidad de proteger a constructores y usuarios de estos servicios contra ambientes extraños. Estas obras deben construirse para desechar los materiales a través de los quepasan, incluyendo el agua. A menudo tienen que soportar altas presiones y, cuando se usan para el transporte o para ocupación humana, los túneles deben contar con iluminación adecuada y una atmósfera segura, con medios para eliminar contaminantes.

20.1 Glosario

Anillo de refuerzo. Anillo de material compresible insertado bajo la cabeza y la rosca de un tornillo que conecta los revestimientos de un túnel, para sellar agujeros de tornillos.

Banco. Parte superior de una sección de un túnel, con la superificie de arriba horizontal o casi horizontal, y que se deja temporalmente sin excavar.

Carro de perforadoras. Armazón que rueda sobre vías o sobre ruedas de hule, y que lleva los barrenos para la excavación de túneles en roca.

Conducto Evasé. Conducto de extracción cuya sección transversal aumenta en la dirección del flujo de aire, con una proporción destinada a recuperar la presión.

Disco de avance (también llamado escudo). Cilindro de acero de un diámetro igual al del túnel, para la excavación de túneles en terrenos blandos.

Escape súbito. Pérdida súbita de una gran cantidad de aire comprimido en la parte superior del escudo del túnel

Esclusa de aire. Compartimiento en el que se puede igualar la presión del aire con la del aire comprimido en la excavación de túneles con disco de avance, y también a la del aire exterior, para permitir el paso de trabajadores o materiales.

Escombrar. Eliminación del material excavado o volado del frente del túnel.

*Revisado y aumentado por Frederick S. Merritt, Consulting Engineer, West Palm Beach, Fla.

Frente. Superficie en la cabecera de la excavación de un túnel.

Galería de acarreo (o tiro). Túnel transversal corto que comunica túneles paralelos, o que conduce a la superficie de la ladera en un túnel en una colina.

Galería de túnel. Pequeño túnel, o túneles, excavado dentro de una gran sección transversal de un túnel y que se ampliará hasta construir la sección total.

Perforación preliminar. (Véase túnel piloto.)

Placa de revestimiento. Segmento de acero para soportar el interior de la excavación de un túnel.

Relleno en seco. Relleno de un espacio vacío con mortero rígido colocado en pequeñas cantidades, cada una de ellas apisonada cuidadosamente.

Remoción de rocas. Remoción de rocas sueltas de la superficie del túnel después de la explosión.

Revestimiento. (Véase tablestacas.)

Revestimiento. Tablones de madera o placas de acero que se insertan por encima de vigas de soporte de un túnel a fin de retener rocas o tierra en su lugar.

Tablestaca. Tablones de madera hincados en el terreno blando, sobre soportes también de madera, para contener el material durante la excavación.

Tablazón de sostén. Tablones de madera para mantener en su lugar el frente de excavación del túnel en terreno suelto.

Túnel piloto. Pequeño túnel excavado sobre parte o sobre la longitud total para explorar las condiciones geológicas y ayudar a la excavación final.

20.2 Gálibos para túneles

El gálibo o paso libre en un túnel es la distancia mínima entre las superficies interiores del túnel necesarias para dar espacio entre las partes más cercanas de unidades, o su carga, o el tránsito de peatones y esas superficies. Las dimensiones mínimas de un túnel se determinan al sumar los gálibos mínimos establecidos para un túnel con las dimensiones seleccionadas para el tipo de tránsito que tendrá el túnel y el espacio necesario para otros requisitos, como son conductos de ventilación y tuberías.

Gálibo en túneles de ferrocarril ■ Cada ferrocarril tiene sus propias especificaciones para adaptar su equipo, pero en vías en tangente, los gálibos para túneles de una y dos vías no deben ser menores que los que se muestran en la figura 20.1. (Los gálibos que se indican son esencialmente los usados en los puentes, debido a que son universalmente más aplicables que los diagramas de túneles que aparecen en el *AREA Manual*, American Railway Engineering Association, 2000 LSt., N.W., Washington, DC 20036.)

En vías en curva, los gálibos deben aumentarse para tener en cuenta el saliente e inclinación de un coche de 85 ft de largo, 60 ft centro a centro de carros (bogies), y una altura de 15 ft 1 in sobre el hongo del riel. (La distancia desde el hongo de los rieles o superficie de rodamiento a la parte superior de los durmientes se debe tomar como 8 in.)

Se le debe dar peralte a la vía en las curvas, de acuerdo con las normas del AREA.

Los gálibos para la construcción con pantógrafo, un tercer riel, o catenaria, deben ajustarse a los diagramas publicados en la Electrical Section, Engineering Division of the Association of American Railroads.

En el caso de construcciones nuevas se deben verificar las últimas normas publicadas por el AREA para gálibos. Deben regir los requisitos legales de la localidad, si es que se sobrepasan estas normas.

Los túneles circulares deben apegarse a los diagramas de gálibos con modificaciones que pudieran ser permisibles.

Gálibos para túneles de tránsito rápido ■ No existen normas generales para los gálibos en los túneles de tránsito rápido. Los requisitos varían con el tamaño del material rodante utilizado en el sistema.

En la figura 20.2 se muestra el diagrama de gálibos normales para el New York City Independent Subway System. La figura 20.3 indica los gálibos establecidos para el San Francisco Bay Area Rapid Transit System, que tiene vagones de 10 ft de ancho y 75 ft de largo con un ancho de vía de 5 ft 6 in. Los gálibos tienen en cuenta no solamente el vuelo de los vagones, inclinación debida

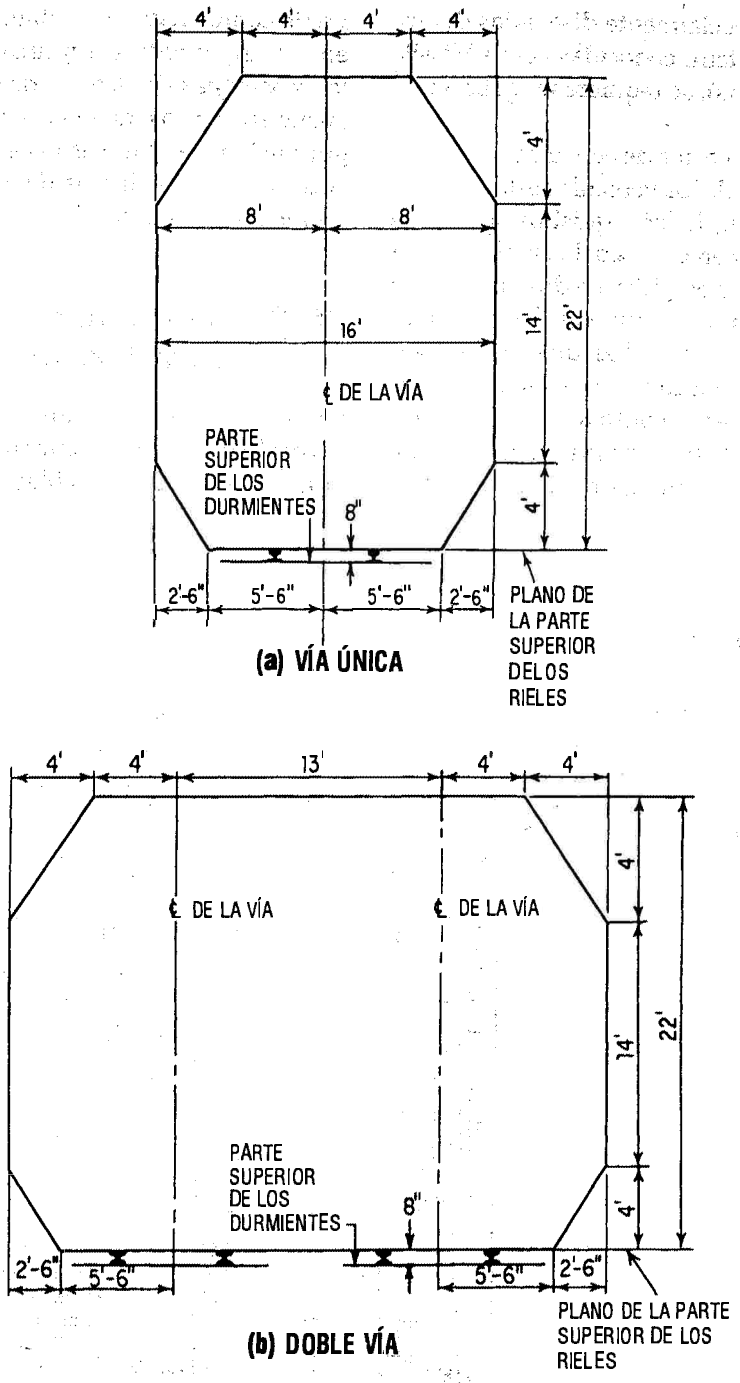


Figura 20.1 Gálibos para túneles de ferrocarril en tramos rectos especificados por la American Railway Engineering Association.

al peralte, y oscilación lateral, sino también un resorte roto o suspensión defectuosa de un vagón.

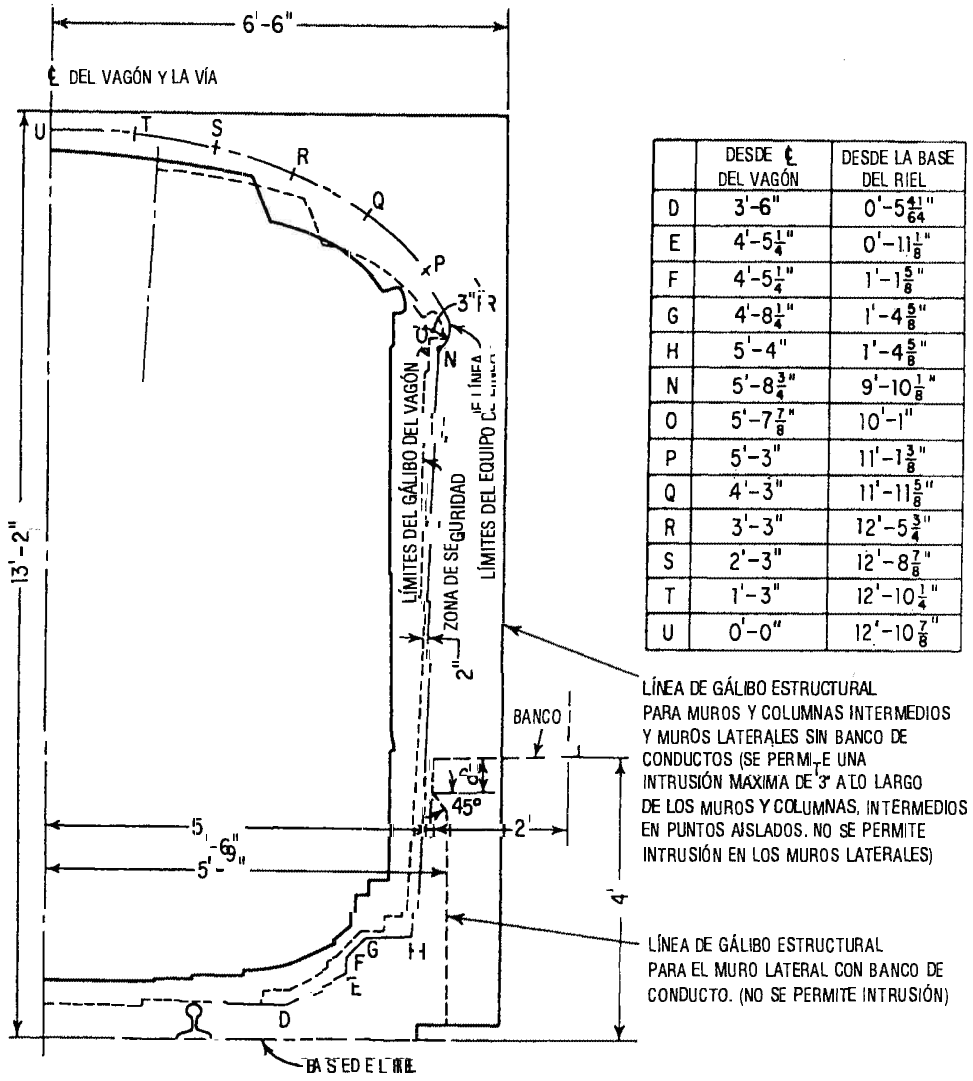
Gálibos para túneles de carretera ■ La American Association of State Higway and Transportation Officials ha establecido gálibos estándar, horizontales y verticales, para las diversas clases de carreteras. Estas normas se han modificado y ampliado para el uso del Interstate Highway System, bajo la jurisdicción del Bureau of Public Roads (Fig. 20.4).

Para las partes especialmente diseñadas del Interstate Highway System, conocidas como Missile Routes (Rutas dirigidas), se requiere un gálibo vertical de 16 ft.

Como son altos los costos de construcción de los túneles y la velocidad de los vehículos está generalmente limitada a 40 mi/h, los requisitos de gálibos por lo general se reducen un poco. El ancho de 21 ft entre guarniciones para el tráfico de dos vías en una dirección, usado en muchos túneles, ha resultado adecuado. Para tráfico en ambas direcciones, son suficientes 23 ft entre guarniciones. La mayor parte de los túneles de reciente construcción tienen un gálibo mínimo de 14 ft por encima de la calzada, mientras que anteriormente era de 13 ft o menos. Por lo común hay una plataforma de 18 in de ancho entre la guarnición y el muro del túnel en uno de los lados y un pasillo elevado de servicio, de 2 ft 6 in de ancho en el otro lado del túnel y retirado 15 in de la guarnición. También es necesario contar con espacios para los conductos de aire para satisfacer los requisitos de ventilación.

20.3 Alineación y pendientes para túneles

La alineación de un túnel, tanto horizontal como vertical, consta por lo general de líneas rectas conectadas por curvas. Se establecen pendientes mínimas



	DESDE ℄ DEL VAGÓN	DESDE LA BASE DEL RIEL
D	3'-6"	0'-5 41/64"
E	4'-5 1/4"	0'-11 1/8"
F	4'-5 1/4"	1'-1 5/8"
G	4'-8 1/4"	1'-4 5/8"
H	5'-4"	1'-4 5/8"
N	5'-8 3/4"	9'-10 1/8"
O	5'-7 7/8"	10'-1"
P	5'-3"	11'-1 3/8"
Q	4'-3"	11'-11 5/8"
R	3'-3"	12'-5 3/4"
S	2'-3"	12'-8 7/8"
T	1'-3"	12'-10 1/4"
U	0'-0"	12'-10 7/8"

Figura 20.2 Diagrama de gálibos para el Independent Lines del New York Subway System.

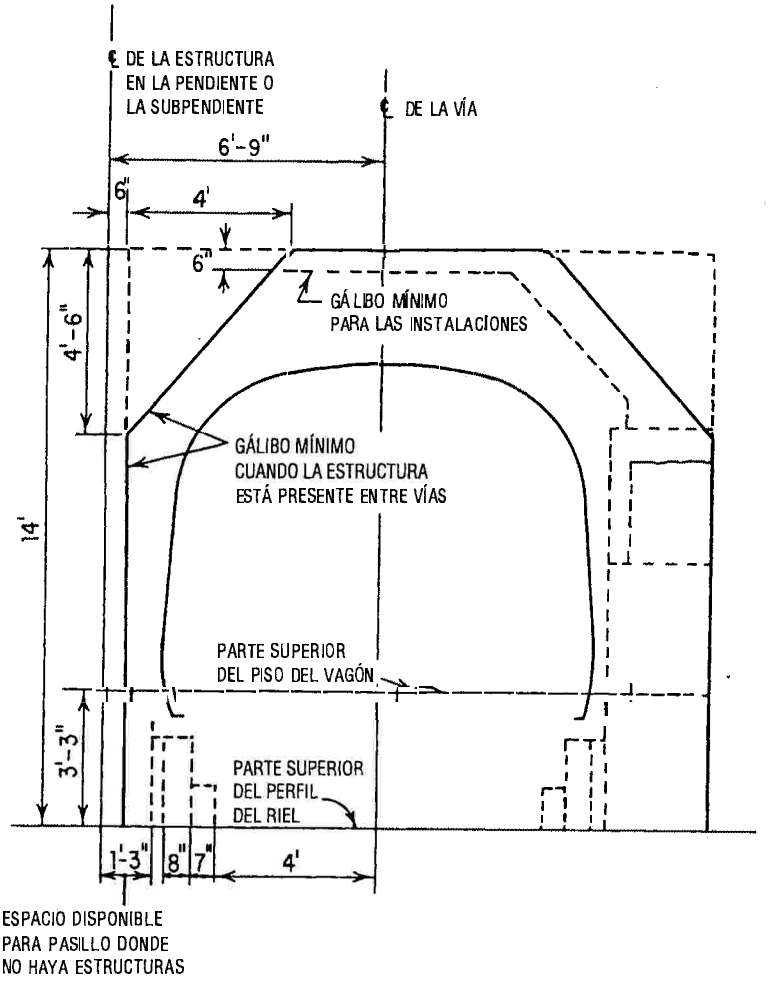


Figura 20.3 Diagrama de gálibos para el San Francisco Bay Area Rapid Transit System.

para establecer un adecuado drenaje. Las pendientes máximas dependen del propósito del túnel.

Alineación y pendientes para túneles de ferrocarril ■ En la operación de los trenes son deseables las alineaciones rectas y las pendientes tan bajas como sea posible y que, sin embargo, faciliten un buen drenaje. Es preciso tener en cuenta los costos totales de construcción.

Las pendientes en los túneles en curva se deben compensar para la curvatura, como se hace en las líneas al aire libre. En general, las pendientes máximas en los túneles no deben ser mayores de un 75% de la pendiente máxima admisible en la línea. Esta pendiente se debe extender cerca de 3000 ft abajo del túnel y 1000 ft arriba del mismo.

Los túneles cortos sin ventilación (menos de 2500 ft) deben tener una pendiente constante en toda su longitud. Los túneles largos y ventilados pueden requerir un punto alto cerca del centro para mejor drenaje durante la construcción, si la obra comienza en las dos entradas.

Los radios de las curvas y el peralte de las vías se gobiernan por la velocidad máxima de los trenes (sección 19.9).

Alineación y pendientes para túneles de tránsito rápido ■ Los radios de curvatura y las pendientes limitadoras están regidos por los requerimientos de operación. El New York City Independent Subway establece un radio mínimo de 350 ft, con curvas de transición para radios por debajo de 2300 ft. Las pendientes máximas para este sistema son de 3% entre estaciones y 1.5% para desviaderos y vías de enlace. El sistema de San Francisco está diseñado para velocidades de trenes de 80 mi-

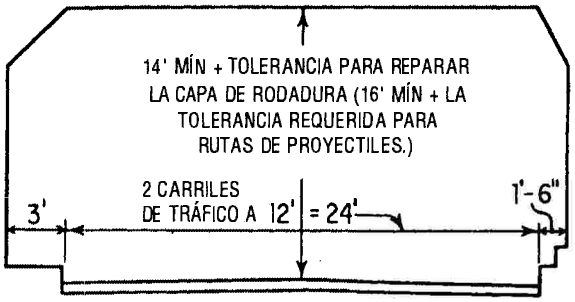


Figura 20.4 Diagrama de gálibo para túneles de carreteras interestatales.

llas por hora. La relación de la velocidad con el radio y el peralte de la vía para curvas horizontales está determinada por

$$E = \frac{4.65V^2}{R} - U \qquad (20.1)$$

donde E = peralte, en in

R = radio, en ft

V = velocidad del tren, en mi/h

U = peralte no equilibrado, que no debe pasar de 2 ¾ in para el caso óptimo o 4 in como máximo absoluto.

Para velocidad de diseño de 80 mi/h, el radio con peralte óptimo debe tener 5000 ft. Para un peralte máximo permisible de 8 ¼ in, se requerirá un radio mínimo de 3600 ft. El radio mínimo absoluto para patios y desviaderos es de 500 ft. La pendiente máxima en la vía es de 3.0%, y 1.0% en las estaciones. Para asegurar un buen drenaje, de preferencia la pendiente no debe ser menor del 0.50%.

Alineación y pendientes para los túneles de carretera ■ Para túneles con tráfico pesado y bajo aguas navegables, las pendientes ascendentes se limitan por lo general a 3.5%; las descendentes de 4% son aceptables. Para volúmenes más ligeros de tráfico, se han utilizado pendientes hasta de 5%, en razón de la economía. Entre gálibos determinados por la navegación se reducen las pendientes a un mínimo que sea adecuado para el drenaje, preferiblemente no menos de 1%. Para túneles largos en roca con tráfico en dos direcciones, es adecuada una pendiente máxima del 3% para mantener velocidades razonables de camiones.

Debido a los bajos límites de velocidad en los túneles, se pueden reducir los radios de curvatura a 1500 ft o menos (se han usado valores de sólo 900 ft). Los radios cortos requieren peralte y una cierta ampliación de la calzada para considerar el vuelo o saliente.

20.4 Pavimentos y equipos para túneles de carretera

La base de la calzada es una losa de concreto armado y sobre ésta se coloca un pavimento renovable. Muchos túneles tienen un pavimento especial de ladrillos cocidos. El concreto bituminoso bien preparado ha dado un buen servicio y buenas cualidades de resistencia al tráfico.

La capacidad promedio de tráfico diario en un túnel de dos vías en dos direcciones es alrededor de 20 000 vehículos, con un máximo de 1200 a 1500 vehículos por carril por hora. Para tráfico en una sola dirección en ambos carriles, las capacidades son de 10 a 15% más altas.

Se instalan semáforos a intervalos aproximados de 1000 ft, o con un espaciamiento tal que el conductor siempre vea cuando menos una luz. Se colocan teléfonos en nichos separados unos 500 ft, para llamadas de servicio y emergencia.

La mayor parte de los túneles, particularmente aquellos que pasan por debajo del agua, están equipados con cañerías maestras de incendio y tomas de mangueras cada 300 ft. Las bombas de refuerzo, instaladas en los edificios de ventilación, elevan la presión a 120 psi para usar espuma. Se montan extintores contra incendio en los nichos de las salidas de mangueras y las estaciones de alarma de incendio se sitúan en los mismos lugares. Camiones de emergencia con grúas pesadas, mangueras de incendio, equipos y herramientas de emergencia están listos en cada salida. Se tienen disponibles carros ligeros de remolque para retirar coches de pasajeros.

20.5 Investigaciones preliminares

Deben realizarse levantamientos para determinar todas las características topográficas y localizar to-

das las estructuras superficiales y subterráneas que puedan verse afectadas por la construcción del túnel. Para túneles bajo el agua se deben efectuar sondeos para determinar el perfil del fondo. (Para esta operación se dispone de sondas sónicas de precisión.)

El conocimiento de las condiciones geológicas es útil en la construcción de cualquier tipo de túnel, pero es de primordial importancia en los túneles en roca. Las exploraciones por medio de perforaciones de reconocimiento en terrenos blandos y en túneles subacuáticos son fáciles de hacer hasta donde sea necesario. Sin embargo, especialmente en túneles en roca muy largos, las posibilidades de efectuar perforaciones se ven a menudo limitadas. Se debe realizar una compleja investigación utilizando los servicios de un geólogo que conozca el lugar. Este estudio debe basarse en una cuidadosa investigación del terreno y en el examen de todos los disponibles, incluyendo los de otras construcciones en los alrededores, tales como túneles anteriores, minas, canteras, excavaciones a cielo abierto, pozos y perforaciones. El geólogo debe elaborar un informe detallado para que sirva de guía a diseñadores y contratistas.

En túneles en terreno blando y bajo el agua, las perforaciones se deben efectuar a intervalos uniformes. Deben espaciarse de 500 a 1000 ft, lo que dependerá de las condiciones locales. Se debe usar un espaciamiento más cercano en zonas de construcción especial, tales como edificios de ventilación, accesos y secciones de corte y relleno. Se deben tomar muestras por excavación para clasificar el suelo, y muestras sin alteración, cuando sea posible, para ensayos de laboratorio. Las muestras que no se necesiten en el laboratorio, los registros de perforaciones, y los informes de laboratorio, deben conservarse para consulta de los contratistas. Revisten particular interés la densidad, la resistencia al corte y la resistencia a la compresión, además de la plasticidad de los suelos.

Todos los sondeos deben llevarse por debajo de la bóveda del túnel. En túneles de disco de avance con aire comprimido, las perforaciones deben realizarse fuera de su sección transversal.

En túneles en roca se deben hacer tantos sondeos como sea posible. Las perforaciones pueden ser inclinadas para cortar tantas capas del terreno como sea posible y deben llevarse por debajo de la bóveda y distribuirlos al tresbolillo en cualquier lado de la línea del centro, de preferencia fuera de la sección transversal para evitar filtraciones molestas. Cuando las formaciones horizontales presentan profundos buzamientos, las perforaciones horizontales pueden dar mayor información; se han hecho perforaciones hasta de 2000 ft de largo. Todos los corazones de roca se deben catalogar cuidadosamente y conservarse para futuro estudio por parte de los contratistas. La relación de recuperación de corazones mayores de 4 in con respecto a la longitud del corazón, denominada índice de calidad de roca (RQD), es un indicador de los problemas que se pueden encontrar en macizos rocosos.

Los niveles del agua subterránea se deben registrar para todas las perforaciones. Se deben anotar la presencia de cualesquiera gases nocivos, explosivos, o de otros tipos.

Cuando pueda emplearse el abatimiento del agua subterránea durante la construcción de túneles de excavación y relleno o de disco de avance en tierra firme, se debe ensayar la permeabilidad del terreno por medio de pruebas de bombeo en pozos profundos en lugares escogidos. El ritmo de bombeo y abatimiento del nivel inspeccionados en pozos de información a distancias varias se debe registrar, así como la recuperación del nivel de agua después que cese el bombeo.

Se puede usar exploración geofísica en exploraciones preliminares para determinar la elevación de las capas características del terreno o de superficies de las rocas, la densidad y la constante elástica de terreno. Los hallazgos se deben verificar por medio de un programa completo de perforaciones antes del diseño y construcción finales.

20.6 Ventilación en túneles

Los túneles deben ventilarse con aire del exterior para diluir y eliminar contaminantes del aire del túnel, controlar la temperatura del mismo y mejorar la visibilidad.

20.6.1 Necesidades de ventilación para la construcción

La Occupational Safety and Health Administration (OSHA) establece normas, reglamentos y procedimientos necesarios para mantener condiciones sanitarias sin riesgos para todos los trabajadores en el sitio de la construcción. Se exige que los empleado-

res inicien y mantengan programas que evitar accidentes. Del mismo modo, se aconseja a los empleadores que aprovechen los programas de seguridad y salud de la OSHA y se les requiere que impartan instrucción y capaciten a sus empleados para reconocer y evitar condiciones inseguras o antihigiénicas, incluyendo la prevención y dispersión de incendios. Los reglamentos de la OSHA también abarcan las construcciones subterráneas. A continuación se encuentran algunos de los requisitos aplicables a la ventilación.

Debe suministrarse aire puro a todos los lugares donde se trabaje bajo la superficie, en suficientes cantidades para evitar acumulaciones de polvos, humos, nieblas, vapores o gases, que sean peligrosas o representen riesgos. A menos que la ventilación natural satisfaga este requisito, debe contarse con ventilación mecánica. Por lo menos 200 ft^3 de aire puro deben proporcionarse a cada empleado que trabaje bajo la superficie. La circulación del aire debe ser por lo menos de 30 ft/min donde se vayan a hacer voladuras o perforaciones con taladros, o donde sea probable que haya o pueda formarse aire contaminado. La dirección de la corriente de aire debe ser reversible. Una vez hecha una voladura, el humo y vapores deben sacarse de inmediato antes de reanudar el trabajo en zonas afectadas.

Las operaciones bajo la superficie se clasifican como gaseosas si el monitoreo del aire deja ver, durante tres días consecutivos, 10% o más del límite inferior explosivo de metano u otros gases inflamables, medido a unas 12 in de las superficies de cierre de la zona de trabajo. Cuando se presenten estas condiciones, deben suspenderse las operaciones que no sean las necesarias para corregir tales condiciones. Los sistemas de ventilación deben ser a prueba de incendios y los controles para invertir la circulación del aire deben estar ubicados arriba de la superficie del suelo.

A una presión atmosférica normal bajo tierra, el aire debe contener por lo menos 19.5% de oxígeno, pero no más de 22%. Con frecuencia deben hacerse pruebas para determinar primero el contenido de oxígeno, luego de monóxido de carbono, dióxido de nitrógeno, sulfuro de hidrógeno y otros contaminantes. Si se detecta que la concentración de sulfuro de hidrógeno llega a 20 ppm o 20% o más del límite inferior explosivo para gases inflamables, deben tomarse precauciones para proteger o evacuar el personal.

La OSHA prohíbe el uso bajo tierra de motores de combustión interna, excepto motores diesel instalados en equipo móvil. Los motores diesel necesitan por lo menos 100 ft^3/min de aire por hp de potencia al freno, además del aire necesario para el personal.

Para construcciones en aire comprimido, véase la sección 20.16.

[*Construction Industry: OSHA Safety and Health Standards (29 CFR 1926/1910)*, Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, DC 20402.]

20.6.2 Requisitos de ventilación para los túneles de ferrocarril y de tránsito rápido

Los túneles cortos (hasta de unos 2500 ft) no tienen, por lo general, ventilación forzada. Los túneles más largos, para trenes de vapor y a diesel, necesitan algún tipo de ventilación para expulsar el humo y los gases de escape. Los túneles para trenes eléctricos tienen ventilación propia, adecuada por la acción como de pistón, pero pueden requerir ventilación de extracción de emergencia.

Un sistema de ventilación diluye y expulsa el humo y los gases de combustión y escape. Su capacidad debe ser adecuada para evitar el humo irritante o concentraciones de gas mientras pasa el tren, o para clarificar el aire entre el paso de un tren y otro. El escape de los motores a diesel es menos irritante que el humo de las locomotoras de vapor, pero su contenido de óxido de nitrógeno puede formar ácidos corrosivos en los pulmones si se inhalan durante largos periodos. Los ferrocarriles en Norteamérica utilizan los siguientes sistemas:

Inyección de una corriente de aire a alta velocidad en la dirección del movimiento del tren, para que el humo preceda al tren.

Inyección de un gran volumen de aire a alta velocidad en dirección opuesta a la del movimiento del tren para diluir el humo y despejar el túnel.

Adición de puertas en los accesos, junto con el primer sistema de inyección, para aumentar la eficiencia y evitar el contraflujo en caso que el tren se haya detenido. Las puertas están interconectadas con los sistemas de señales (túnel Moffat).

Debido a la ausencia de humo o gases de escape cuando se utiliza tracción eléctrica, la ventilación por la acción como de pistón de los trenes resulta adecuada para túneles destinados al paso de trenes eléctricos, excepto en condiciones de emergencia. Se deben instalar ventiladores auxiliares para extraer el humo en casos de incendio y para introducir aire fresco en el túnel procedente de los accesos y estaciones. Los ventiladores se pueden instalar en los pozos de extracción entre estaciones o en edificios separados de ventilación, en túneles subacuáticos de gran longitud y equipados con conductos de extracción. Una velocidad del aire de 1.5 a 2 ft por segundo es adecuada alrededor de los trenes detenidos. Los túneles para tránsito de alta velocidad requieren lumbreras de alivio adelante de las estaciones para evitar que chorros de aire entren en las estaciones. En climas calurosos, la disipación de calor en túneles y estaciones requiere una capacidad especial de ventilación y aire acondicionado. Se ha desarrollado un programa de computadora para el diseño de sistemas de ventilación. (*Subway Environmental Design Handbook*, Urban Transportation Administration, Washington DC 20590.)

20.6.3 Gases en túneles de carreteras

Los gases de escape de motores de combustión interna contienen el mortífero monóxido de carbono de motores de gasolina, además de los irritantes vapores de aceite y humo. Los motores diesel también pueden producir peligrosos óxidos de nitrógeno y aldehídos. Los componentes de los gases de escape varían grandemente.

El sistema de ventilación también debe tener capacidad de sacar humos y gases calientes en caso de incendio (véase la siguiente sección Sistemas de ventilación para túneles de carreteras).

Todos los túneles de carretera, excepto los que tengan una pendiente recta y con menos de 1000 ft de longitud requerirán ventilación forzada.

El dolor de cabeza constituye el indicio más confiable del envenenamiento con monóxido de carbono. Las pruebas han demostrado que nadie presentó este síntoma en ningún grado, después de estar expuesto a una concentración de 4 partes de monóxido de carbono en 10 000 partes de aire durante 1 hora. Esto se ha establecido como el máximo permisible en un túnel.

El gobierno federal o las autoridades sanitarias estatales pueden imponer restricciones más rigurosas sobre el contenido permisible de CO. El estado de Nueva York ha propuesto límites de sólo 75 ppm, con 150 ppm durante cortos periodos. Sin embargo, con las nuevas normas que limitan los contaminantes en los gases de escape, sería posible satisfacer las limitaciones para el CO sin un gran aumento en la ventilación. Los ingenieros deben verificar los reglamentos en uso en el momento de realizar el diseño.

La bruma procedente de los gases de escape, que reduce la visibilidad en los túneles, es otro factor determinante. En la práctica, el contenido de CO se mantiene en 2.0 a 2.5 partes en 10 000, o menos, con lo que se asegura la adecuada dilución de la parte irritante de los gases de escape y el mantenimiento de la visibilidad.

Los túneles nuevos que se construyen en Estados Unidos deben satisfacer los límites ponderados en tiempo para la concentración de CO, establecidos por la U.S. Environmental Protection Agency y que aparecen en la tabla 20.1.

Otros países pueden establecer un máximo para la concentración de CO de 150 ppm para túneles urbanos de tránsito denso o túneles rurales de tránsito libre, pero las concentraciones de hasta 250 ppm pueden ser aceptables dentro de túneles durante poco frecuentes embotellamientos de tránsito.

Para túneles en los que puede haber un alto porcentaje (10% o más) de vehículos a diesel, las necesidades de ventilación para dilución de NO_x y partículas (humos) aumentan. El NO_x emitido por vehículos consta principalmente de óxido nítrico (NO), que se oxida en la atmósfera para formar dióxido de nitrógeno (NO_2). Con base en los límites de exposición recomendados por la American Conference of Governmental Industrial Hygienists y una relación típica de 4 a 1 para NO a NO_2, la máxima concentración permisible de NO_x es de unas 10 ppm. En todo caso, si se conserva la concentración de CO dentro de límites permisibles, en

TABLA 20.1 Límites de CO en túneles de carreteras

Tiempo de exposición, min	Concentración máxima de CO, ppm
0-15	120
16-30	65
31-41	45
46-60	35

general se mantienen los óxidos de nitrógeno dentro de concentraciones aceptables.

Antes de la construcción del túnel Holland se efectuaron pruebas para determinar las emisiones de CO de automóviles de pasajeros y de camiones y autobuses con motores de gasolina. Los resultados se utilizaron en el diseño de sistemas de ventilación de túneles con resultados satisfactorios (tabla 20.2). Los valores de esta tabla se deben multiplicar por factores para mayores altitudes (Fig. 20.5) y para pendientes y aumentos en la densidad de tráfico a velocidades reducidas (Fig. 20.6). (*Die Luftung der Autotunnel*, Publication 10, Institute for Highway Construction, Swiss Institute of Technology, Zurich.)

Pruebas recientes hechas en Suiza y en otros países con automóviles modernos de pasajeros rindieron los siguientes resultados de emisión de CO de acuerdo con el peso y la distancia:

$$q_o^{co}\text{básico} = 0.88 \text{ ft}^3/\text{ton} \cdot \text{mi}$$

q_o^{co} funcionando el motor,
pero el coche parado $= 0.176 \text{ ft}^3/\text{ton} \cdot \text{mi}$

Debido a que ahora prácticamente todos los camiones y autobuses tienen motores diesel con bajas emisiones de CO, la emisión de partículas de humo que obstruyen la visibilidad se ha vuelto el factor de control para dicho tipo de vehículos. Las pruebas referidas con anterioridad proporcionan lo siguiente con relación al peso y a la distancia:

$$\text{Tasa de emisión} = 150 \text{ Dmg/ton} \cdot \text{mi}$$

donde Dmg son partículas gravitacionales, en mg. La figura 20.7 muestra la relación entre Dmg y la visibilidad.

En 1964 y 1965, el Colorado State Higway Department, Bureau of Public Roads, y el Public Health Service realizaron pruebas para determinar el efecto de la altura sobre la producción de CO en los coches de pasajeros y su influencia fisiológica. Las pruebas de carretera dieron los

TABLA 20.2 CO producido por vehículo a 30 millas por hora y a nivel del mar

Vehículo	ft^3/min
Coches de pasajeros	0.792
Camiones	
5-ton	1.35
10-ton	3.10
15-ton	4.63

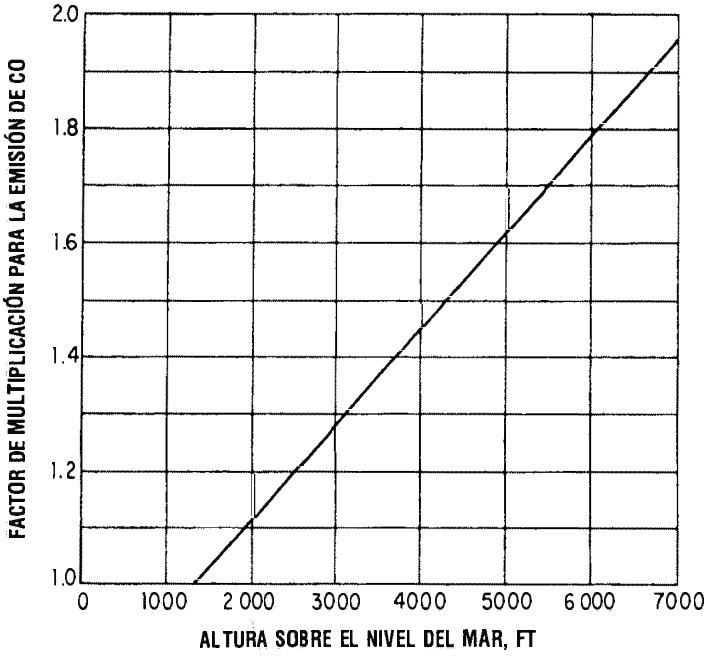


Figura 20.5 El monóxido de carbono emitido por los vehículos aumenta con la altura.

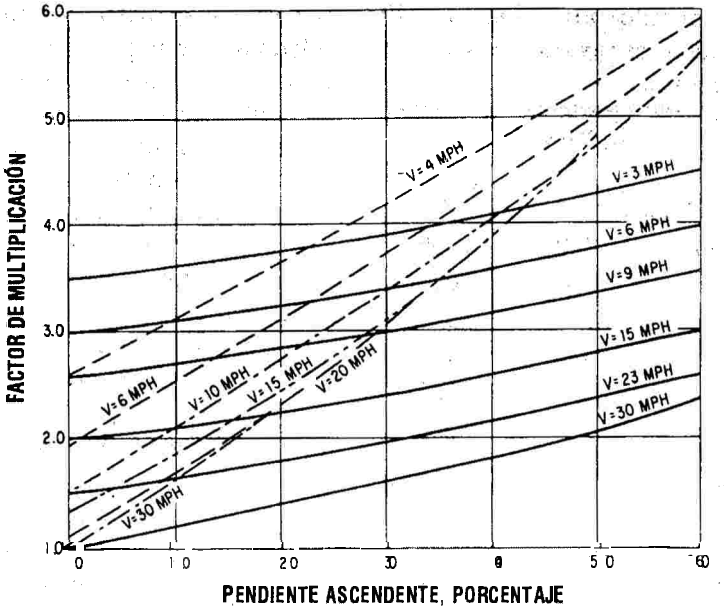


Figura 20.6 La gráfica indica el aumento en el monóxido de carbono emitido por vehículos, con el aumento de velocidad y pendiente. Las líneas continuas son para coches de pasajeros; las discontinuas, para autobuses y camiones.

valores de CO que aparecen en las tablas 20.3 y 20.4. Los valores de las tablas se comparan, aunque son ligeramente más bajos, con los obtenidos en las figuras 20.5 y 20.6.

Como un corolario de las pruebas de Colorado, se propusieron los criterios siguientes para ventilar los dos túneles de Straight Creek Highway, de 7800 ft de largo, a través de la vertiente Continental; estos

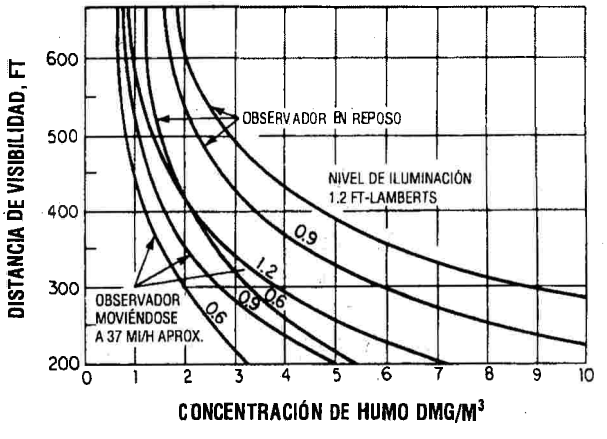


Figura 20.7 Gráfica que indica la reducción en visibilidad, por la producción de humo por motores diesel y la velocidad del observador.

túneles tienen una pendiente media de 1.68% y están a una altitud de 11 000 ft:

CO por vehículo a una velocidad de 40 millas por hora:

Cuesta arriba: 4.86 ft^3 por minuto (densidad del aire de 0.055 lb/ft^3).

Cuesta abajo: 1.82 ft^3 por minuto.

Concentración permisible de CO en el túnel: 150 ppm para un máximo de 30 min, con un promedio horario que no exceda de 100 ppm. (*Ventilation Requirements for the Straight Creek Highway Tunnels, Colorado.* Informe presentado al State of Colorado Department of Highways por Tippets-Abbett-McCarthy-Stratton, 1965.)

20.6.4 Sistemas de ventilación para túneles de carretera

En túneles rectos con longitudes hasta de 1000 ft, el flujo natural del aire suele ser suficiente, en particular si el tráfico es en una sola dirección. Si el túnel está ocasionalmente expuesto a una gran congestión de tráfico, se recomienda la instalación de ven-

TABLA 20.3 CO producido por vehículo a 40 millas por hora con diferentes pendientes y elevaciones, ft cúbicos por minuto

	Altitud		
Pendiente, %	5000 ft	8000 ft	10 000 ft
–3	0.063	0.070	0.090
–2	0.069	0.073	0.088
–1	0.073	0.080	0.105
0	0.078	0.095	0.137
+1	0.082	0.113	0.185
+2	0.085	0.140	0.250
+3	0.087	0.154	0.290

tiladores de extracción en un pozo o galería de extracción cerca del centro, para tener ventilación de emergencia, en caso que la longitud sobrepase los 500 ft.

Sistema longitudinal ■ En túneles cortos donde el tránsito sea en una sola dirección, se introduce aire a alta velocidad a la entrada y su circulación es ayudada por el efecto de tiro del tránsito. Esto se ha utilizado en Europa para distancias de hasta 2000 ft.

Sistemas longitudinales para túneles gemelos más largos ■ Cada tubo tiene tránsito en un sentido y debe tener cruceros a cada 400 o 500 ft. Pares de ventiladores axiales con veleta, suspendidos del techo, mueven el aire desde el portal hacia el túnel. En caso de incendio, el aire de ventilación de corriente arriba al incendio se pone a toda capacidad para proteger contra humos y gases calientes a los ocupantes que se encuentren en vehículos inmovilizados. Entonces, los ventiladores situados entre el incendio y el primer crucero se detienen para evitar turbulencia y dejar que humos y gases calientes corran por el techo, lo que permite que personal de emergencia entre al túnel y se aproxime al incendio desde ese lado.

Si uno de los tubos se ha cerrado, se puede conservar el tránsito en ambas direcciones en el otro tubo si se reduce la velocidad y, si es necesario, los vehículos que entren en el túnel se limiten a un número que no represente riesgo.

TABLA 20.4 CO producido por vehículo con una pendiente de +1.68% a diferentes velocidades y elevaciones, ft^3/min

Altitud, ft	30mi/h	40 mi/h
5000	0.075	0.083
6000	0.076	0.087
7000	0.085	0.102
8000	0.100	0.126
9000	0.120	0.160
10 000	0.150	0.206
11000	0.183	0.267

Sistema semitransversal de escape ■ A medida que se introduzca aire desde ambos portales, se extrae el aire viciado desde puertos situados en el techo y se pasa a conductos elevados de aire. Los puertos están espaciados a una distancia de unos 300 a 400 ft en el centro del túnel. Con fuerte presión de viento en uno de los portales, el sistema se desbalancea ligeramente debido a que entra más aire en uno de los extremos que del otro. Para corregir esta situación es necesario aumentar el volumen total de aire. El sistema se puede utilizar para tránsito en una dirección o en ambas, cuya longitud sea de 3400 a 4000 ft.

Alimentación semitransversal y reversible de aire puro ■ Para tránsito normal, se introduce aire puro desde un conducto elevado por medio de puertos situados en el techo del túnel y en toda la longitud de éste. Se instalan ventiladores axiales de veleta en cuatro edificaciones de ventilación situadas en uno o ambos portales, dependiendo de la longitud del túnel. Se introduce aire puro a través de rejillas situadas encima de los portales

En caso de incendio, la ventilación en todo el túnel o en la sección afectada se puede cambiar para extracción al invertir los ventiladores, o bien, si éstos están equipados con aspas de paso ajustable, al cambiar el paso a extracción en lugar de ventilación. La primera operación tiene una capacidad máxima de 80%, en tanto que la última es de 100% en cualquier dirección. Un conjunto de reguladores de tiro desvía humos y gases calientes en los portales hacia un pozo vertical, para extraerlos hasta una elevación suficientemente alta para evitar bajen a la calzada.

El sistema es utilizable para tránsito en una dirección o en ambas, para túneles con longitudes de 3000 a 4000 ft para un sistema de una sola alimentación, o aproximadamente el doble para un sistema de doble alimentación.

Sistema transversal ■ El aire puro se suministra a nivel de la calzada, y el aire viciado se extrae por salidas situadas en el plafón cerca de éste. En túneles circulares, los conductos de aire fresco están debajo de la calzada en túneles circulares y los de extracción por encima del plafón. En túneles rectangulares, los conductos de aire pueden estar situados por debajo de la calzada, por encima del plafón, o en los lados. Éste es el sistema más efectivo y se usa en todos los túneles subacuáticos de más de 3500 ft de longitud; es recomendable para túneles rectos con tráfico pesado que tengan más de 5000 ft de longitud. Para máxima eficiencia, los ventiladores de suministro y extracción se instalan generalmente en ambos extremos; ahora bien, en túneles cortos, de 3500 a 4000 ft, puede que el suministro y la extracción desde uno de los extremos sea más económico. Se deben hacer estimados comparativos de los costos de construcción y operación.

20.6.5 Elementos de sistemas de ventilación de túneles

Los principales componentes de sistemas de ventilación se describen enseguida.

Construcciones para ventilación (Figs. 20.8 y 20.9) ■ Los ventiladores, transformadores eléctricos y conmutadores, panel de control y equipo auxiliar se instalan en construcciones para ventilación. En túneles cortos y de mediana longitud, es suficiente un edificio en cualquiera de los dos accesos. Los túneles más largos deben tener una construcción en cada acceso. Algunos de los más largos tienen tres o cuatro construcciones. En túneles subacuáticos, las construcciones de ventilación pueden situarse en las orillas, donde cada construcción controlará dos secciones del túnel, una en tierra y otra en el río.

La toma de aire fresco se efectúa a través de grandes áreas de lumbreras en las paredes de la construcción. Las lumbreras deben protegerse con rejillas contra pájaros. Las tablillas son generalmente de aluminio y dispuestas para que escurra el agua. Deben construirse drenajes adecuados en el cuarto de ventiladores para la salida del agua de lluvia que pueda entrar por las persianas. El aire viciado se descarga por conductos verticales ahusados, que también deben protegerse con rejillas.

Los **conductos** tienen generalmente su área constante en toda su longitud. Las superficies de concreto deben ser lisas para que la fricción sea mínima. Las obstrucciones, tales como colgantes del plafón, deben ser aerodinámicas, o cuando menos redondeadas. Las vueltas en conductos y pozos que conduzcan al túnel deben estar equipadas con veletas de viraje de material anticorrosivo, para obtener un flujo uniforme del aire.

Los tubos, espaciados unos 15 ft y que se extienden desde los conductos, suministran aire fresco a un nivel ligeramente por encima de la calzada. Las bocas de techo tienen una inclinación de 45° en dirección del flujo del aire en los conductos. Todas las entradas de aire deben tener sus dimensiones ajustadas para equilibrar el flujo de aire en toda la longitud del túnel.

Ventiladores ■ Hay dos tipos de ventiladores: ventiladores centrífugos, utilizados en todos los túneles hasta 1938, y ventiladores axiales con veletas de guía ideados después de ese año. Los ventiladores centrífugos tienen aspas curvadas hacia atrás y no experimentan sobrecarga. La eficiencia de los ventiladores bien diseñados de cualesquiera de los dos tipos es prácticamente la misma. En túneles subacuáticos, con pozos verticales de aire en los edificios de ventilación, los ventiladores axiales requieren considerablemente menos espacio y evitan la pérdida de eficiencia a través de las cámaras de los ventiladores, que por lo general están asociadas con ventiladores centrífugos. Las aspas de ventiladores axiales con veleta pueden tener paso fijo o ser ajustables durante su funcionamiento. Cuando se invierten, el primer tipo tiene una capacidad máxima de 80%. El tipo mencionado en último término se puede ajustar de 0 a 100% de capacidad para alimentación o extracción, permitiendo así ajustes para satisfacer demandas variables de ventilación con menos ventiladores. El nivel de ruido de ventiladores axiales con veleta es un poco más alto que el de ventiladores centrífugos debido a que la velocidad de las puntas de sus aspas es más alta. En ambientes sensibles, el ruido procedente de los ventiladores de alimentación y extracción se puede amortiguar con cajas acústicas. Los ventiladores

axiales pueden tener transmisiones externas o motores montados en los cubos de los impulsores.

Los ventiladores centrífugos se operan por medio de motores de jaula de ardilla, con transmisiones de cadena o de bandas V múltiples. Estas últimas eliminan los problemas de lubricación y desgaste en una multiplicidad de piezas (inherentes a las transmisiones de cadena), dan excelente servicio y son fáciles de reemplazar. Las cadenas se encierran en cajas sólidas; las bandas se protegen con rejillas.

Para mayor flexibilidad, la carga se divide entre varios ventiladores —cuando menos dos, a veces hasta seis—para cada sistema. Cuatro es un número adecuado para demandas que sobrepasen los 600 000 ft^3/min.

Para ajustar aún más el suministro a la demanda, los motores de los ventiladores se equipan con devanados para dos velocidades. En las primeras instalaciones se han usado tres velocidades con dos motores, pero esto no es necesario con un número adecuado de ventiladores. Se pueden instalar ventiladores de reserva como protección contra averías, o bien, se puede aumentar la capacidad total de los ventiladores en un 10 o 15%. Con buen mantenimiento, es raro que los ventiladores estén fuera de

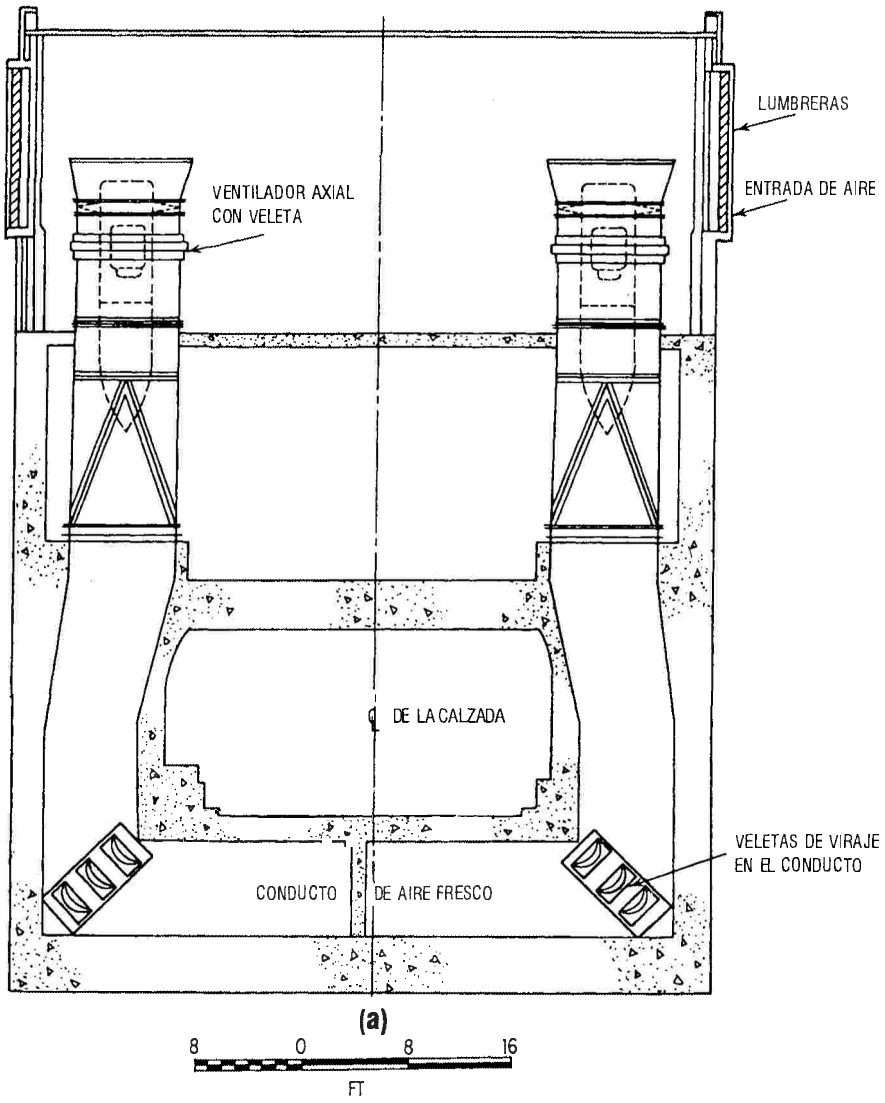


Figura 20.8 Secciones transversales del edificio de ventilación del túnel de Hampton Roads: *a*) Sistema de suministro de aire fresco.

servicio, y la capacidad extra del sistema es suficiente para mantener condiciones aceptables, por periodos limitados, con una unidad fuera de servicio.

Para proteger los ventiladores de extracción en caso de un fuerte incendio dentro del túnel, se instalan sistemas automáticos de aspersión, para enfriar el aire de salida.

Reguladores de tiro ■ Todos los ventiladores se deben equipar con reguladores de tiro para evitar el cortocircuito del aire. Sus motores deben estar interconectados con el control de motores de ventiladores, para obtener apertura y cierre automáticos. Se utilizan reguladores de tiro del tipo de trampa o de hojas múltiples; estos últimos ocupan menos espacio y tardan menos en actuar.

Control de ventiladores ■ En túneles cortos, que no requieren atención, los ventiladores se controlan automáticamente utilizando analizadores del monóxido de carbono. En túneles más grandes, con tráfico pesado, debe haber operadores emplazados en el cuarto de control que operen los ventiladores para controlar las condiciones reinantes dentro del túnel. Debe haber cuando menos dos fuentes independientes de energía eléctrica, generalmente con alimentadores procedentes de diferentes partes del sistema de servicio. Si esto no se

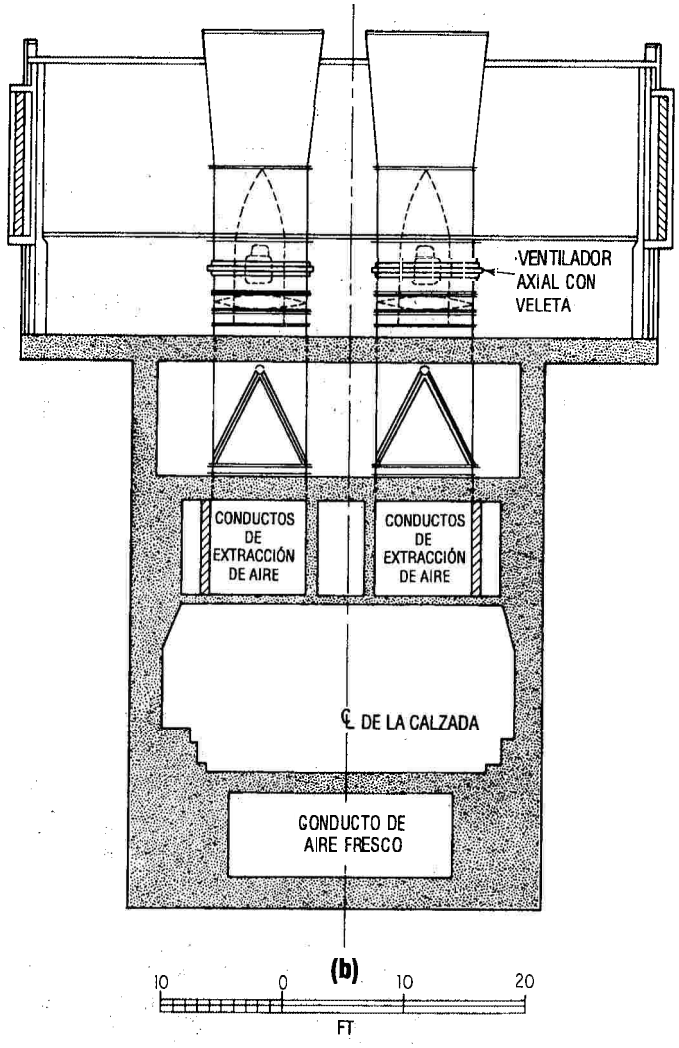


Figura 20.8 (*Continuación*) *b*) Sistema de extracción.

puede tener, será preciso instalar un generador de motor diesel para emergencias, que sea suficiente para las necesidades mínimas.

Analizadores del monóxido de carbono ■ Estos aparatos toman muestras del aire de manera continua en el túnel y les analizan el contenido de CO. Los resultados se indican visualmente y en forma simultánea, se registran en una cinta de papel, con graduaciones de tiempo. Los registradores se montan en el frente del panel de control, para guiar al operador en la selección del número de ventiladores y de la velocidad de los mismos que sería necesaria. Si el contenido de CO alcanza 3 partes por 10 000, el registrador hace funcionar una alarma en el cuarto de control.

En un sistema de suministro longitudinal o semitransversal se toman muestras de aire del túnel en los puntos de máxima concentración; en sistemas transversales, las muestras se pueden tomar de los conductos de extracción.

Control de neblina ■ Para medir la visibilidad en túneles afectados por neblina procedente de gases de escape, se han desarrollado instrumentos que dan una lectura confiable sin un excesivo man-

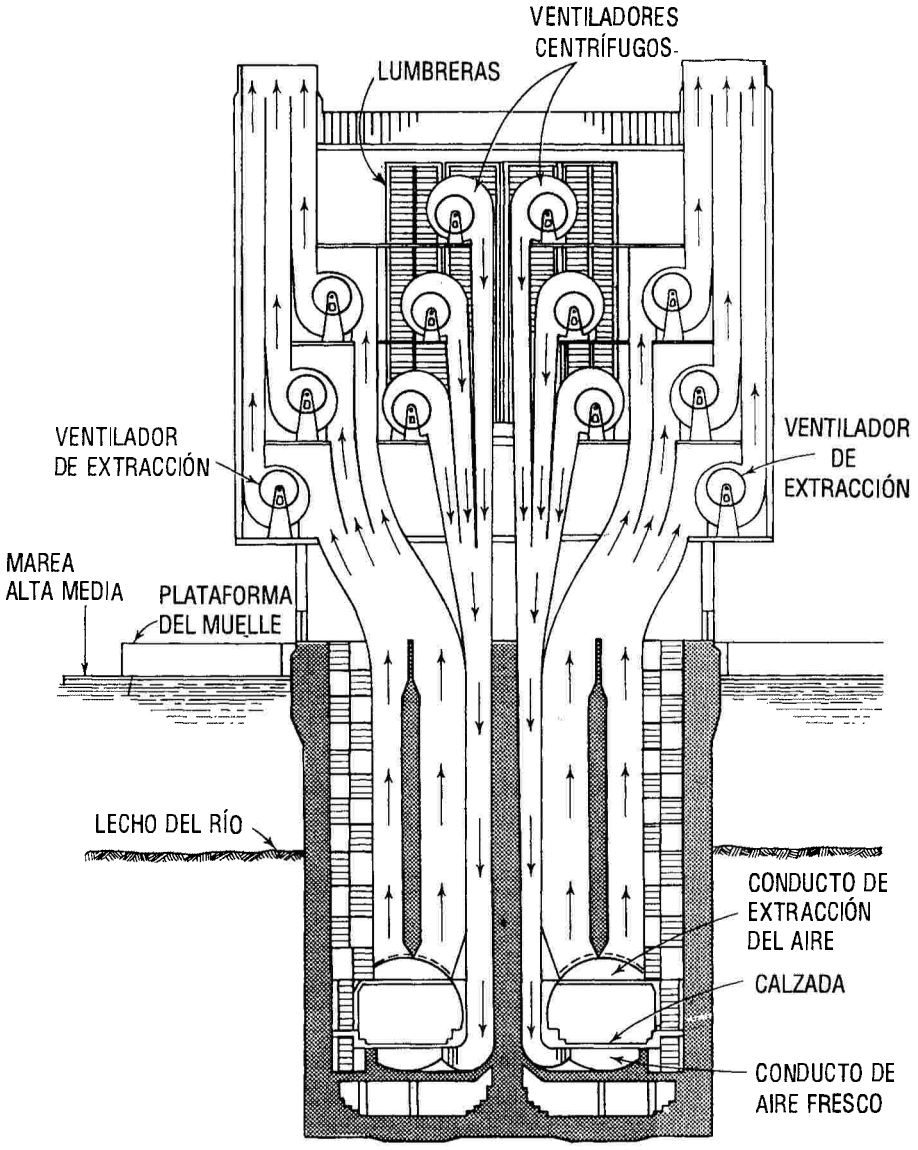


Figura 20.9 Sección transversal de una construcción de ventilación del Holland Tunnel.

tenimienti. El equipo manufacturado por la Port of New York Authority utilizala dispersión de la luz ultravioleta hecha por las partículas de polvo. En aparatos europeos se protegen los dispositivos ópticos encerrándolos en tubos, a través de los cuales se extrae el aire filtrado. Otro tipo de instrumento compara las intensidades de las dos partes de un rayo de luz dividido que pasa a través de los mismos dispositivos ópticos; uno de ellos pasa por un tubo lleno de aire limpio, el otro por el aire del túnel.

Necesidades de energía eléctrica para ventilación ■ Se determinan por las pérdidas siguientes:

Sistemas de suministro: pérdidas en la entrada a través de rejillas, las cuales no deben ser mayores de 0.20 in de agua; pérdidas en los conductos, vueltas, y codos que conducen al túnel; pérdidas en la cámara de ventiladores; y pérdidas en conductos y ramales de suministro en el túnel.

Sistemas de extracción: pérdidas en las salidas de aire que conducen a los conductos de extracción; pérdidas en los conductos de extracción del túnel y en los conductos, curvas, y codos que conducen a los ventiladores; pérdidas en la camara de ventiladores (si se utiliza una); y pérdidas o recuperación en los tubos de descarga.

Las siguientes ecuaciones para determinar pérdidas de presión en conductos de aire de sección uniforme en el túnel, con descarga y extracción uniformes en éste, se basan en pruebas sobre modelos a escala y estudios del flujo del aire. (A.C. Davis, "Development of the Ventilation System of the Holland Tunnel", *Heating, Piping and Air Conditioning Journal*, octubre, 1930.) Las ecuaciones han demostrado ser adecuadas en muchos sistemas de ventilación de túneles. El coeficiente de fricción f para conductos de aire se puede determinar con la fórmula

$$f = 0.0035 + \frac{0.0\frac{1}{2}4\frac{3}{2}3}{m\,v} \qquad (20.2)$$

donde m = radio hidráulico medio, en ft = area del conducto, en ft^2, dividido entre el perímetro en ft

v = velocidad del aire, en ft/s = Q'/A

Q' = cantidad de aire, en ft^3/s

A = área del conducto, en ft^2

La caída de presión H en conductos rectos de aire, en in de agua, viene dada por

$$H = \frac{12y}{D}\,\frac{v_1^2}{2g}\,\frac{fL}{m} \qquad (20.3)$$

donde y = densidad del aire seco, en lb/ft^3 = 0.075 a 70°F

D = densidad del agua, en lb/ft^3 = 62.5 a 70°F

v_1 = velocidad del aire que entra en el conducto, ft/s

g = 32.2 ft/s^2

L = longitud total del conducto de sección constante, en ft

La pérdida de presión TP, en in de agua, en el conducto de suministro se puede calcular mediante

$$TP = \frac{12y}{D}\left\{\frac{v_1^2}{2g}\left[\frac{0.0035LZ^3}{3m} - \frac{1}{2}(1-K)Z^2\right] + \frac{0.01433LZ}{2gm^3}\right\} + P_o \qquad (20.4)$$

donde Z = $(L-X)/L$

X = distancia de la entrada del conducto a la sección que se estudia, en ft

K = factor de turbulencia= 0.615

P_o = presión en el tabique, en in de agua

La carga de succión SP, en in de agua, en el conducto de extracción se puede obtener usando

$$SP = \frac{12y}{D}\left\{\frac{v_1^2}{2g}\left[\frac{0.0035LZ_3}{(3+C)m} + \frac{3Z_3}{2+C}\right] + \frac{0.01433LZ}{2gm^3(1+C)}\right\} + {}_1P'_o \qquad (20.5)$$

donde C = factor de turbulencia para las bocas de entrada. Para un flujo de aire de mas de 200 ft^3/min por ft de túnel, C = 0.25; para relaciones mas bajas de flujo, C = 0.20. (Las bocas de aire orientadas con un ángulo de 45° con respecto al flujo de aire en el conducto causan la menor cantidad de turbulencia.)

P'_o = carga de succión a través de las bocas a 45°; ordinariamente no menos de 0.03 in de agua

Para determinar las pérdidas de presión en los codos, y los efectos de cambios súbitos en la sección transversal, véanse las publicaciones de los fabricantes, o textos de referencia como el *Heating, Ventilation, Air Conditioning Guide*, American Society of Heating, Refrigerating, and Air Conditioning Engineers.

La presión estática requerida para descargar aire de suministro a la calzada depende del tamaño, forma y longitud del tubo, pero generalmente no excede de 0.25 in de agua.

Las pérdidas en las cámaras de pleno de ventiladores centrífugos de extracción pueden ser iguales que la carga total debida a la velocidad. Los conductos de descarga de los ventiladores son del tipo ensanchado, con un área que se ensancha gradualmente hacia arriba para recuperar una parte de la presión perdida.

La potencia del ventilador, en caballos de fuerza, es

$$\text{hp} = \frac{62.4PQ}{396\,000} \tag{20.6}$$

donde P = presión total, en in de agua

Q = caudal del aire, en ft^3/min

(J. O. Bickel y T. R. Kuesel, *Tunnel Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

20.7 Vigilancia y control de túneles

Los sistemas de emergencia de ventiladores de extracción instalados en túneles cortos, o con poco tránsito, pueden ser activados por instrumentos como analizadores de monóxido de carbono, alarmas de incendio o cajas de teléfonos conectados a la estación de bomberos o de policía más cercana. La operación de emergencia para otros tipos de túneles debe ser supervisada por personal de centros de control.

El control de muchos nuevos túneles está programado para operación computarizada. Ésta, sin embargo, puede ser interrumpida y realizar operación manual en casos de emergencia.

Para permitir la vigilancia del tránsito de túneles por parte de personal de salas de control, se pueden instalar monitores en esa sala para tener vistas de toda la longitud de las calzadas y que son tomadas por cámaras de televisión montadas en el túnel. En un túnel corto, cada cámara cubre un tramo específico de calzada y transmite a un monitor específico. En un túnel largo, para limitar el número de monitores necesarios a un número conveniente, se pueden operar grupos de cámaras en secuencia para transmitir a sus monitores. En una emergencia, la secuencia se puede interrumpir para permitir que una cámara específica se concentre en el lugar del problema.

Control de tráfico ■ Por lo general se instalan semáforos en los portales de un túnel, y a intervalos en el interior de éste, de modo tal que por lo menos un semáforo sea claramente visible dentro de una distancia segura de parada. En un túnel con tránsito en ambas direcciones, los semáforos que dan hacia el tránsito pueden tener luces roja, ámbar y verde; las luces del lado opuesto de estos semáforos pueden ser rojas y ámbar para permitir la alternación de carriles en una emergencia. En un túnel con dos carriles y tránsito en una sola dirección, los semáforos que dan hacia el tránsito tienen luces roja, ámbar y verde, mientras que las luces del lado opuesto de estos semáforos para el carril izquierdo pueden ser ámbar y roja, para permitir tráfico en ambas direcciones en una emergencia.

La circulación de tránsito puede supervisarse mediante pares de bobinas eléctricas de inducción que se instalan en el pavimento de cada carril y que reportan la circulación en indicadores en la sala de control. Si la velocidad del tránsito es muy lenta, por ejemplo menos de 5 a 10 mi/h, las luces de semáforos se cambian a ámbar, para precaución. Si el tránsito se detiene, las luces de semáforos cambian a roja. Si es necesario, para tránsito lento, las luces de tránsito pueden alternarse entre parar y avanzar para espaciar el tránsito en el túnel.

Control de incendios ■ Se pueden instalar detectores automáticos de incendios en toda la extensión de cielos de un túnel. Cuando ocurra un incendio, indican la ubicación y envían una alarma a un operador que alerta al personal de emergencia. Si el operador verifica la alarma (que pudo haber sido activada por el fuerte escape de un motor diesel más que por un incendio), se puede iniciar un programa de emergencia: personal y vehículos de emergencia

se movilizan. Para tránsito que se mueva hacia un incendio, las luces de semáforos cambian a rojo, en tanto que para el tránsito que se aleja del incendio las luces permanecen en verde para permitir la evacuación; el sistema de ventilación para la parte afectada del túnel se convierte a extracción.

Generalmente se instalan hidrantes a unos 300 ft entre sí, en nichos en las paredes del túnel, para proporcionar agua para apagar incendios. Se puede obtener agua de tuberías del municipio, si las hay. O bien, se pueden conectar a tanques de unos 10 000 galones de capacidad que pueden estar situados cerca de cada portal y alimentados por bombas desde líneas de abastecimiento o subterráneas. Se pueden instalar bombas de refuerzo para obtener una presión de por lo menos 125 libras al agua para incendios. Las alarmas de incendios y extintores para control de incendios de poca importancia se pueden instalar junto a los hidrantes.

Comunicaciones ■ Se pueden instalar teléfonos de emergencia en las paredes laterales de un túnel, para comunicación con un operador en la sala de control. Una antena aérea instalada en el túnel permite al operador transmitir mensajes por radio a conductores de vehículos y permitirles captar otras estaciones mientras se encuentren en el túnel.

Fuente de alimentación ■ La energía eléctrica debe alimentarse desde dos fuentes independientes, por ejemplo desde dos plantas de servicio público diferentes, o subestaciones independientes de una sola planta de servicio público. Una opción es una planta de emergencia con motor diesel capaz de alimentar energía por lo menos al sistema de ventilación y alumbrado de emergencia, para mantener el túnel en operación. Este equipo debe complementarse con baterías para alimentar energía instantánea para el alumbrado de emergencia.

20.8 Alumbrado del túnel

La Occupational Safety and Health Administration establece requisitos mínimos para iluminación en sitios de construcción:

5 ft-c —alumbrado general del lugar de construcción, almacenes, corredores, salidas, túneles y pozos de elevadores.

3 ft-c —colocación de concreto, zonas de excavación y desecho, accesos, zonas activas de almacenamiento, plataformas de carga, reabastecimiento de combustible y mantenimiento de campo.

10 ft-c —plantas de carga y criba, talleres mecánicos y eléctricos, talleres interiores de trabajo, salones de equipo, baños interiores, galerías de túneles y pozos durante la perforación, extracción de escombros y limpieza de trozos desprendidos del techo.

Para otros lugares, síganse las recomendaciones de iluminación contenidas en *Practice for Industrial Lighting*, ANSI A11.1, American National Standards Institute.

Para uso en emergencias, quien trabaje bajo la superficie debe llevar consigo una lámpara portátil de mano, a menos que haya suficiente luz natural o un sistema de alumbrado de emergencia proporcione suficiente iluminación a lo largo de rutas de escape. Sólo se puede utilizar alumbrado portátil aceptable para la OSHA dentro de 50 ft de cualquier galería durante el manejo de explosivos. (Véase también la sección 20.16).

["Construction Industry: OSHA Safety and Health Standards 29 CFR 1926/1910)," Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, DC 20402.]

Alumbrado para túneles en servicio ■ Como las locomotoras están equipadas con faros potentes, por lo general los túneles de ferrocarril no se iluminan. Los túneles subacuáticos y otros túneles en líneas electrificadas, particularmente en las cuidades, están equipados con una cantidad mínima de luces, especialmente en los nichos de refugio.

Los túneles para tránsito rápido se iluminan lo suficiente para hacer visibles las obstrucciones en la vía y para facilitar el trabajo de mantenimiento. Las luces están protegidas para evitar el resplandor en los ojos del motorista. Se instalaron luces fluorescentes, distanciadas a 25 ft, en los túneles del San Francisco Bay Area Rapid Transit System, para el uso en emergencias. Normalmente estarán en servicio algunas de las luces, pero en emergencias se encienden todas desde los puntos de control, situados en las estaciones.

Para túneles carreteros, la situación más problemática de iluminación es la transición entre la luz intensa en el acceso al túnel; el campo visual de luminancia (VFL, por sus siglas en inglés), y la

luminancia interior. La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) y la Illuminating Engineering Society of North America han publicado guías para resolver este problema. El VFL varía fuertemente con la topografía, orientación, exposición al sol y estación y debe ser evaluado para las condiciones más críticas. La penetración de la luz del día por el portal hacia la primera sección o umbral puede ayudar a la transición. Aparte de la zona del umbral, dos o tres zonas más de transición pueden gradualmente reducir la luminancia externa hasta igualarla a la del interior. La longitud de cada zona debe corresponder a la longitud de frenaje para la velocidad de diseño. La reducción entre zona y zona no debe exceder 10:1. Para luz del día, los niveles de luminancia en túneles carreteros deben ser en las zonas del umbral: 75-100 fc; interior: 5 fc.

De noche, la intensidad de iluminación se reduce uniformemente a 3 a 5 fc, dependiendo del grado de iluminación en los caminos de acceso.

La iluminación más satisfactoria se logra con hileras continuas de luces fluorescentes, montadas ya sea en los muros laterales cerca del techo o directamente en éste. Su superficie de iluminación es relativamente baja, evitando reflejos. Su color es el que más se acerca a la luz del día, y su intensidad puede ser variada en una amplitud si se ajusta la corriente eléctrica. Por lo tanto la uniformidad de la fuente de luz se puede mantener hasta en las condiciones nocturnas de iluminación reducida. Debido a su uso continuo, la vida útil de la lámpara es muy larga, generalmente por arriba de 15 000 h.

Las lámparas de vapor de sodio de baja presión en una configuración larga dan un efecto similar al de las lámparas fluorescentes. Las lámparas de vapor de sodio tienen una baja demanda de energía y mayor vida útil (18 000 h). Su luz, casi amarillo monocromático, produce un fuerte contraste con la luz solar. Algunos túneles europeos han instalado más cercanamente entre sí las lámparas de vapor de sodio de alta presión, en la zona de transición cerca de portales.

Se puede lograr mejor visibilidad con alumbrado a contraluz, que utiliza proyectores en el cielo del túnel sobre cada carril, con los proyectores inclinados ligeramente hacia el tráfico de llegada. El ángulo se ajusta de modo de no interferir con la vista de los conductores u ocasionar reflejos molestos en los cofres de autos. El alumbrado a contraluz ofrece la ventaja de que hace resaltar con más claridad la silueta de un vehículo precedente. Este tipo de alumbrado se ha utilizado básicamente para tráfico en dos carriles y una sola dirección, pero también se puede adaptar para tráfico en ambas direcciones.

20.9 Drenaje del túnel

En la mayor parte de los túneles que atraviesan colinas y montañas hay problemas con el agua. El agua superficial penetra por las grietas y se filtra a través de los suelos permeables. Los intentos para sellar la roca con lechadeado, ya sea de cemento o de productos químicos, no tienen por lo general un éxito completo; tampoco los revestimientos de concreto son completamente impermeables. El agua puede abrirse paso a través de las grietas de contracción en el revestimiento hasta el interior del túnel. Una vez allí, podría congelarse en clima frío y presentar un aspecto que es indeseable en túneles de carreteras. En consecuencia, es preciso construir drenajes en túneles.

La protección contra incendio, el lavado del interior de los túneles y el baldeo de los pavimentos introducen también agua que es preciso drenar.

Aunque es posible impermeabilizar los túneles de excavación y cubierta, no es posible hacerlo en los túneles perforados. Si el problema del agua no es muy grave, la solución más económica será la de sellar en el revestimiento las grietas que gotean. Con un buen control del concreto, el número de grietas debe ser pequeño.

Si el agua se presenta en grandes cantidades durante la construcción de un túnel, los revestimientos de acero sobre los soportes del túnel, junto con la inyección de lechados, podrán evitar la filtración. En casos graves, podrá ser necesario el uso de relleno seco entre la roca y el revestimiento del túnel para drenar el agua. Éste es un método lento y costoso que requiere mucha mano de obra. El relleno seco, colocado detrás de los muros laterales, es fácil de colocar y es efectivo para impedir el aumento de la carga hidrostática detrás del revestimiento. Se deben instalar tuberías longitudinales de drenaje detrás de la base de los muros, con ramales laterales a intervalos regulares que entronquen al drenaje principal. (Este último es un drenaje de grandes dimensiones bajo la calzada, para el drenaje de ésta.) El agua circula por el relleno seco y entra en los drenajes de base.

En un túnel cavado en terreno rocoso, una fuerte corriente de agua proveniente de un agujero de perforación indica la presencia de una falla o veta que llevan agua. La corriente se puede detener si se perforan más agujeros y se inyecta lechada de cemento. Algunos agujeros deben ser inclinados para que lleguen más allá de la periferia. Si arena densa o polvo de piedra que se pongan en la falla impide una correcta penetración de la lechada de cemento, un lechadeado químico puede dar resultados satisfactorios. En casos especiales puede ser necesario taladrar un agujero piloto delante de la cara, para detectar condiciones difíciles de agua, en especial grandes cantidades de ésta a alta presión. Esto debe hacerse para cavar túneles en terrenos rocosos bajo grandes capas de agua.

En túneles de carretera se deben instalar registros a intervalos regulares, a lo largo de las guarniciones, con conexiones transversales al drenaje principal. Este útimo debe ser de amplias dimensiones, y en los túneles de mayor longitud ser lo suficientemente grande para que sea posible el acceso al mismo.

La filtración en túneles subacuáticos de buena construcción, ya sean perforados con disco de avance o del tipo de tubos sumergidos, es generalmente de poca importancia. Puede controlarse por el calafateo de las juntas en los segmentos del revestimiento, o por la instalación de canales metálicos en el revestimiento de concreto, en el lugar donde aparecen las filtraciones. Entre las principales fuentes de agua en los túneles se tienen: el lavado del interior de los túneles, la extinción de incendios, derrames de vehículos, y el agua de lluvia que se acumula en las entradas abiertas.

Las cunetas abiertas continuas, encajadas dentro de la guarnición, se han utilizado en muchos túneles subacuáticos. Las cunetas llevan el agua hasta un punto bajo donde se recogen en una zanja. Las tomas de drenaje, espaciadas unos 50 ft a lo largo de cada guarnición, conectadas a líneas longitudinales de drenaje ahogadas en el concreto, resultan aconsejables debido a que impiden la propagación del combustible encendido en el caso de accidentes serios. Los tubos de drenaje deben tener cuando menos 8 in de diámetro y estar construidos de hierro colado o asbesto cemento de paredes gruesas. Deben estar equipados con registros de limpieza, accesibles desde el conducto inferior de aire, y espaciarlos cada 500 ft.

En accesos rectos y abiertos, si los interceptores transversales se separan aproximadamente 300 ft, son muy eficientes para impedir que el agua penetre en el túnel. Tienen un ancho de 18 in, se extienden de guarnición a guarnición, y están cubiertos con pesadas rejillas de hierro colado, con ranuras paralelas a la línea de centro de la calzada. Se coloca un interceptor en la entrada del túnel, y otro unos 10 ft más adentro.

En accesos con curva y peralte deben instalarse tomas de drenaje a intervalos regulares a lo largo de la guarnición inferior.

Todo el drenaje prodedente de accesos abiertos debe recogerse dentro de las entradas, en cárcamos colocados debajo de la calzada. Cada cárcamo debe dividirse en una pileta de asentamiento y una cámara de succión. Debe ser de fácil acceso para limpiar el sedimento. Deben instalar tres bombas de drenaje de gran holgura, movidas eléctricamente, una de ellas como reserva. Controles automáticos alternativos alternan el servicio de las bombas. Los circuitos de alarma para el alto nivel del agua deben extenderse hasta la sala de control. La capacidad del cárcamo y de la bomba, con dos bombas en operación, debe diseñarse para la máxima lluvia de corta duración en la localidad. Una intensidad de 4 in por hora, basada en un aguacero de 15 minutos con una tasa de 8 in por hora, es suficiente en casi todas las regiones.

Un cárcamo más pequeño se debe situar en el punto más bajo del túnel, generalmente en una parte del conducto de aire más bajo. Este cárcamo se debe dividir también en dos cámaras: una de sedimentación y otra de succión. Dos bombas de drenaje, controladas automáticamente, con una capacidad de 250 galones por minuto cada una, son generalmente suficientes. Su descarga se debe llevar hasta uno de los cárcamos en las entradas.

20.10 Túneles para agua

Pueden ser túneles de derivación o de toma para plantas hidroeléctricas, o para acueductos que lleven el agua a los sistemas de distribución de ciudades y municipios.

Los túneles de derivación desvían el agua alrededor de la zona de construcción de una represa. Se diseñan para que lleven el escurrimiento máximo que pueda esperarse durante este periodo de construcción. También pueden servir para descargar el exceso de agua después de que se haya llenado el embalse, o convertirlos en túneles de toma para

una planta de fuerza situada en la ladera del valle, debajo de la presa. Si no se necesitaran después de terminado un proyecto, se cierran los túneles de derivación con tapones de concreto. También se han construido grandes túneles de derivación para recoger el agua de varias cuencas colectoras con destino a una planta hidroeléctrica.

Los túneles de toma llevan agua desde los embalses a las turbinas o los cabezales de los conductos forzados. En su mayoría los túneles están en roca y operan bajo una carga hidrostática positiva. En terreno permeable y con grietas se revisten de concreto armado; en rocas firmes, puede ser adecuado un revestimiento de concreto aplicado con pulverizador para obtener una superificie lisa.

Se han construido muchas millas de túneles para acueductos con destino a sistemas de distribución de agua, en el municipio o en la región. Estos túneles se construyen, los más, en roca, pero también pueden tener tramos en terreno blando. Pueden estar sometidos a una alta presión hidrostática, como en el acueducto de la ciudad de Nueva York, que cruza el río Hudson a 600 ft por debajo del nivel del mar.

Los túneles con poca o ninguna presión interior tienen, por lo general, una sección de herradura; los túneles a presión son circulares. El revestimiento es de concreto, de 6 a 36 in de espesor, según las dimensiones, presión y naturaleza de la roca. Los túneles a nivel del terreno se pueden recubrir con concreto simple; los túneles a presión, con concreto armado. Los diámetros varían desde 7 ft para pequeños acueductos hasta 50 ft para túneles de derivación, como los de la presa Hoover. Con rocas muy firmes se han utilizado el revestimiento de concreto aplicado por aspersión. Partes de acueducto del río Colorado están revestidos con cascos continuos de acero contra un apoyo de concreto, y el interior está protegido con 2 in de concreto armado aplicado por aspersión.

Para acelerar la construcción, los túneles largos se subdividen en varios frentes, por pozos o tiros ensanchados, separados de 2 a 5 millas.

20.11 Túneles para alcantarillado y drenaje

Las grandes ciudades requieren muchas millas de túneles para conducir el escurrimiento pluvial y las aguas negras a las plantas de tratamiento. Estos túneles se construyen en una gran diversidad de terrenos. Algunos se construyen como alcantarillas de cajón por el método de corte y cubierta, pero los más se excavan con discos de avance y aire comprimido. El tamaño varía de 7 a 15 ft. Los túneles de drenaje pluvial son generalmente más pequeños ya que pueden descargar en el área de agua más cercana.

La sección transversal de las alcantarillas y túneles de drenaje tiene generalmente forma de herradura o circular, con revestimiento de concreto. La calidad del concreto reviste especial importancia, a fin de poder resistir los efectos perjudiciales de las aguas negras. Generalmente son túneles sin presión, excepto los sifones bajo los ríos, que operan bajo presión. Una sección circular u oviforme mantiene la velocidad con un flujo bajo para evitar el exceso de azolve.

El alineamiento se rige por la ubicación de las plantas de tratamiento, las condiciones del terreno y la traza de las calles de la cuidad. Se deben mantener las pendientes continuas excepto en los sifones, así como una pendiente mínima para asegurar el flujo por gravedad.

20.12 Túneles de corte y relleno

Los túneles de poca profundidad, por ejemplo los de líneas de tránsito rápido por debajo de las calles de una ciudad, pasos inferiores, secciones en tierra de túneles subacuáticos, o secciones terminales de túneles a través de colinas, se construyen por los métodos de corte y relleno. La profundidad de la invertida en líneas del tren subterráneo y pasos inferiores no sobrepasa generalmente de 35 a 40 ft. Para conexiones a túneles subacuáticos se han utilizado cortes de hasta 75 ft bajo circunstancias especiales, y profundidades de hasta 60 ft son comunes.

La Occupational Safety and Health Administration (OSHA) establece normas, reglamentos y procedimientos para proteger personal durante excavaciones. La OSHA especifica que todas las obstrucciones en la superficie y las instalaciones de servicio público bajo tierra, como son drenajes, conductos de electricidad y teléfonos y tuberías de agua se protejan y soporten, o sean retiradas según sea necesario para protección de los trabajadores. Del mismo modo, las rampas estructurales utilizadas para acceso o salida deben ser diseñadas por un ingeniero experto en estructuras y construidas de

acuerdo con su diseño. Para excavaciones de zanjas de 4 ft o más de profundidad, debe construirse una escalera fija, escalera de mano o rampa para salir, de modo que no sea necesario un recorrido lateral de más de 25 ft para los trabajadores.

Entre las medidas que la OSHA especifica para salvaguarda del personal en excavaciones están las siguientes: deben tomarse precauciones para evitar que el personal se exponga a niveles peligrosos de contaminantes atmosféricos (sección 20.6). Si el alumbrado natural no es adecuado para condiciones de trabajo seguras, debe instalarse iluminación que satisfaga los requisitos de la OSHA para construcciones bajo tierra (sección 20.8). No debe permitirse que el personal labore en excavaciones en las que se acumule agua, a menos que sean protegidos por arneses de seguridad y cuerdas de seguridad, se saque el agua para controlar el nivel de ésta dentro de límites seguros, y se utilicen soportes especiales o resguardos para proteger al personal contra hundimientos de tierra.

Para evitar exponerlo a objetos que caigan, no debe permitirse que el personal se encuentre bajo cargas transportadas por elevadores o equipo de excavación. A menos que las excavaciones sean por entero en roca firme o midan menos de 5 ft de profundidad en suelo firme, debe contarse con protección contra hundimientos de tierra. Se exigen retenedores para evitar que material excavado o de otra naturaleza, o equipo, caigan o rueden hacia el interior de una excavación.

Cuando el espacio y profundidad de una excavación lo permitan, y el suelo sea lo suficientemente firme, se pueden utilizar pendientes abiertas junto a los lados de la excavación. Para excavaciones de hasta 20 ft de profundidad, la OSHA limita la pendiente a un máximo de 1:1 (34° con la horizontal), a menos que pruebas y análisis de suelos indiquen que pendientes más pronunciadas serán estables. El personal debe estar protegido contra piedras sueltas o tierra que caigan o rueden de la cara de una excavación. Para este propósito, debe eliminarse el material suelto mediante raspado e instalarse barreras protectoras a intervalos a lo largo del paramento. Si la porción inferior de la excavación tiene lados verticales, esa región debe ser protegida o soportada a una altura de por lo menos 18 in arriba de los costados verticales.

El nivel del agua del terreno se puede bajar, según sea necesario, por medio de pozos de bombeo.

En lugares confinados, con materiales blandos, o con una mayor profundidad, la zanja debe protegerse con tabiques. Se pueden construir estos últimos de las formas siguientes:

Tablestacado en acero, para profundidades hasta de 30 a 40 ft, soportado por largueros y puntales transversales. Los muros mantienen al mínimo la pérdida de tierra.

Marcos con pilotes, construidos con vigas H de acero y revestimientos de madera. Se utilizan para mayores profundidades. El revestimiento debe colocarse en forma cerrada para controlar la pérdida de tierra. Los marcos se pueden combinar con tablestacas en lugar del revestimiento de madera si se requieren tabiques cerrados. Los cepos y puntales soportan los muros.

Los **muros de concreto**, construidos dentro de zanjas llenas de lodo bentonítico, se han utilizado para impedir la pérdida de tierra y eliminar o reducir el abatimiento de mantos freáticos. Se excavan zanjas en secciones de unos 20 ft de largo y de 1.5 a 3.0 ft de ancho. Las zanjas se mantienen llenas de lodo bentonítico, luego se bajan mallas de refuerzo dentro de las zanjas y posteriormente se vierte el concreto para llenar las zanjas y desplazar el lodo. Se forman secciones clave en los extremos de las zanjas. Los muros forman parte de la estructura final o como tabiques impermisibles.

El **muro California**, que es una combinación de los marcos con pilotes y el muro de lodo, se utilizó en algunas estaciones del Bay Area Rapid Transit System en San Francisco. Grandes vigas de ala ancha de acero se insertan en huecos perforados rellenados con lodo; se excava el espacio entre las vigas, por debajo del lodo y la excavación y los huecos se rellenan de concreto. Debe tenerse cuidado al excavar para que el concreto quede bien anclado en el espacio entre las alas. Los pilotes de acero en el muro compuesto actúan como refuerzo y permiten la fácil fijación del arriostramiento interior.

Los tabiques de las zanjas se diseñan de una manera muy parecida a la de ataguías de las excavaciones de cimientos.

Las zanjas se pueden desaguar por medio de pozos de bombeo o pozos profundos, lo que dependerá de la profundidad, permeabilidad del suelo y nivel del agua freática.

Cuando la pérdida de suelo o la consolidación de sueltos y granulares pueda ser causa del asentamiento de las construcciones adyacentes, se debe

hacer un cuidadoso estudio del apuntalamiento de estas estructuras.

Las estructuras para el tren subterráneo pueden ser cajones de concreto reforzado, o columnas y vigas de acero, con arcos planos, o plataformas y muros de concreto reforzado. Plantillas de concreto soportan las vías y columnas. Otros tipos de túneles que son cajones de concreto armado, están diseñados como armaduras para altura mínima, o secciones en herradura si la altura lo permite. Las cargas de diseño comprenden el peso de la sobrecarga, la presión horizontal del terreno, y las cargas hidrostáticas si se está por debajo del nivel del agua. El peso de las estructuras sumergidas debe ser adecuado para evitar la flotación.

Impermeabilización de túneles ■ Los túneles en terrenos secos no necesitan impermeabilización en la base y muros, pero las losas de techo deben tener cuando menos un mínimo de impermeabilización. Los túneles por debajo del manto freático deben impermeabilizarse totalmente.

La impermeabilización por membranas consiste en capas de algodón o tejido de fibra de vidrio saturado de asfalto caliente y colocadas en éste. Se debe usar un mínimo de dos capas a profundidades de hasta 10 ft y un máximo de cuatro capas para profundidades de hasta 70 ft. La tela se debe tender con juntas traslapadas, desplazadas dentro de cada capa. En los muros verticales, las membranas deben protegerse del sol en la estación cálida para evitar los desconchados. En el fondo, las membranas deben colocarse sobre una plantilla de concreto de 6 in de espesor. La impermeabilización debe protegerse del deterioro mecánico con una capa de asfalto, ladrillos o concreto.

Para ahorrar en el ancho de la excavación, la impermeabilización de los muros se aplica a los tabiques de la zanja y se cuela el concreto sobre ella.

Los ladrillos con masilla son más confiables pero más costosos que la impermeabilización por membranas y se usa a menudo en los túneles para vehículos. Se inicia la construcción con una membrana de cuatro capas aplicada sobre una plantilla inferior. Se tiende una sola capa de ladrillos en una masilla de asfalto caliente. La masilla debe llenar todas las juntas y cubrir los ladrillos. Encima de todos se cuela la losa base de concreto.

Los muros se deben cubrir con una membrana de dos capas. Se debe levantar un pretil de protección de concreto, fabricado por vaciadas para dejar espacio para dos hiladas de ladrillos, que se colocan con todas las juntas rellenas con masilla caliente. La altura de las coladas se limitan a 3 ft. Los techos se deben cubrir con una membrana de tres capas y una sola capa de ladrillos sobre masilla caliente.

La masilla debe estar constituida con no menos de un tercio de asfalto y el resto de arena limpia para concreto y polvo de cal, o arena y cemento, mezclados mecánicamente a una temperatura no mayor de 350°F. Los ladrillos deben estar secos y calentados por lo menos a 110°F.

La impermeabilización con asfalto caliente se debe realizar solamente en clima seco y sobre superficies secas.

La impermeabilización con membranas de múltiples capas usando asfalto emulsificado en frío, en lugar del asfalto caliente, se ha utilizado con buenos resultados principalmente en Canadá. No es necesario que la superficie de la estructura esté seca, pero la temperatura debe estar encima del punto de congelación.

Se pueden usar membranas de hule u hojas de un material sintético semejante al hule. Las capas de compuestos epóxicos, mezcladas generalmente con alquitrán de hulla, pueden resultar adecuadas como impermeabilizante en ciertos casos, pero su uso se podrá ver limitado a causa del costo relativamente alto.

[*Construction Industry; OSHA Safety and Health Standards* (29 *CFR* 1926/1910), Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, DC 20402.]

20.13 Construcción de túneles en terreno rocoso

Todas las excavaciones deben apegarse a las normas, reglamentos y procedimientos de la Occupational Safety and Health Administration, al igual que todas las operaciones de construcción (véanse las secciones 20.6, 20.8 y 20.12).

Para la excavación en terreno rocoso, las más importantes condiciones geológicas que se deben anticipar son las siguientes: presencia de fallas, que generalmente involucran zonas de roca muy fracturada; dirección y grado de la estratificación; grietas y vetas; presencia de agua, que puede ser caliente o fría, o contener ingredientes corrosivos o irritantes;

bolsas de gases explosivos o tóxicos; y deformaciones de roca. La petrografía tiene importancia menor, a menos que la roca sea altamente abrasiva y cause excesivo desgaste a las barrenas.

Nunca podrá decirse que se ha suministrado demasiada información a los ingenieros, a fin de que se produzca un diseño realista y para que los contratistas preparen propuestas razonables. Aun en el mejor de los casos son de esperarse dificultades no previstas.

Además de los estudios geológico y las perforaciones (sección 20.5), los ingenieros pueden utilizar mediciones de resistividad eléctrica y absorción de rayos gamma, para obtener información sobre la profundidad y características de las formaciones rocosas. También podrá obtenerse información en el U.S. Geological Survey, que ha ampliado su enfoque y los estudios geofísicos más allá del campo de la minería. Donde las condiciones geológicas sean particularmente difíciles de evaluar o especialmente difíciles, se pueden excavar túneles piloto exploratorios de unos 10×10 ft, en una parte de cada extremo, o en toda la longitud del túnel, antes de hacer el diseño final y anunciar la construcción. En estos túneles pilotos es posible medir los esfuerzos internos de la roca por medio de celdas de presión y de indicadores de deformación que se insertan en perforaciones transversales y, entonces, se puede inspeccionar la naturaleza de la roca, foliación, fractura en bloques y la presión de las fallas y del agua.

Galerías de avance ■ Anteriormente, cuando el escombrar se hacía a mano cargándolo en vagonetas, y el equipo de perforación era pesado, se procedía a efectuar la excavación por galerías de avance o socavones. En rocas blandas, o para túneles muy anchos, todavía se utiliza este método. Se puede comenzar con una galería superior de avance, lo que permite la instalación de soportes para el coronamiento, si se necesitan. El resto se excava por bancos, procediendo hacia abajo desde la galería superior. Estos niveles diferentes hacen inconveniente el transporte del material excavado. En túneles anchos se pueden hacer avanzar galerías laterales en las que se colocan, cuando sean necesarios, pies derechos o puntales de marcos de acero (soportes para muros laterales y techo). Estas galerías se continúan con galerías de avance superior y el montaje de soportes de arcos. El bloque restante se puede atacar desde el frente o desde las galerías laterales.

En vez de lo anterior se puede usar una galería inferior de avance o un túnel piloto. La ampliación se efectúa en varios lugares del frente de un modo simultáneo. El túnel piloto debe tener el ancho suficiente para permitir el tráfico de entrada y salida y debe ser revestido con madera para su protección.

En túneles muy largos, una galería paralela, separada 40 ft o más del eje del túnel, acelera la excavación al proveer acceso a varios frentes de trabajo por medio de galerías transversales. Desde este túnel piloto se excavan galerías transversales en diversos lugares, hasta llegar al eje principal del túnel, desde donde la excavación del túnel puede continuar en ambas direcciones. La galería paralela lleva el tráfico a los diferentes frentes y sirve, además, de túnel de drenaje y ventilación. Este método se usó en el túnel del Simplon, de 12 millas de largo, donde la galería paralela se amplió más tarde para construir un gálibo de tamaño normal para un ferrocarril de una sola vía; lo mismo se hizo en los túneles de Moffat y New Cascade.

También se puede usar una galería central en túneles grandes excavados en roca. Se agranda la sección de esta galería hasta su tamaño final por medio de perforaciones radiales.

Excavación del túnel en todo el frente ■ Cuando es posible se utiliza la excavación de roca con frente entero para ahorrar tiempo y trabajo y lograr una eficiente mecanización de las operaciones. Los carros de perforadoras, montados en vías de ferrocarril o sobre ruedas de hule, llevan las barrenas de alta velocidad. El escombrar (quitar el material excavado) se lleva a cabo por medio de grandes cargadores mecánicos. Donde es posible, el escombro se lleva en camiones diesel, o en trenes de grandes vagonetas tiradas por locomotoras accionadas por baterías si las leyes prohíben el uso de motores de combustión interna.

Límites de la excavación ■ Los planos del contrato prescriben los perfiles de una excavación. Una línea interior *A* representa la sección teórica mínima que se ha de excavar; a esto se añade una tolerancia, generalmente de 6 in hasta la línea *B* o contorno de pago. Cualquier cantidad que sobrepase este contorno correrá por cuenta del contratista y se rellenará a sus expensas.

Voladura ■ La configuración de las perforaciones y las cargas para la voladura se determina por

las características de la roca, la fragmentación que se desea para facilitar el retiro de escombro y por las condiciones externas, como la cercanía de estructuras sensibles. El procedimiento lo debe efectuar un experto en voladuras y es posible que haya que modificarlo en el transcurso de la construcción. El grupo central de perforaciones (barrenos), que es el que se vuela primero, se barrena de modo convergente, de manera que se obtiene una sección cónica en la voladura. Se procede con la voladura hacia la periferia, con una pequeña demora entre cada etapa. Un centro de 6 a 8 in de diámetro, o barreno "de encendido", sin carga, funciona como una abertura de desahogo, lo que mejora el efecto de la voladura. Los juegos de barrenos tienen generalmente 10 ft de profundidad, pero pueden tener más o menos, de acuerdo con el tipo de roca. Cuando se desea una sección tan lisa como sea posible, se usan en línea perforaciones y un anillo de barrenos rectos alrededor de la periferia, bastante próximos entre sí.

Soportes temporales ■ Prácticamente todos los túneles en roca necesitan algunos soportes temporales. Se puede usar madera en túneles piloto y pequeñas galerías de avance. Para secciones transversales mayores, los marcos de acero son más económicos debido a su resistencia y facilidad de instalación. Se construyen con vigas I laminadas en frío para darles forma. En túneles de pequeñas dimensiones con arcos circulares, los marcos pueden estar formados por armaduras continuas. En túneles mayores o para arcos lisos, los marcos consisten en postes y arcos separados (Fig. 20.10). Donde sólo sean necesarios apoyos para el techo, los arcos pueden apoyarse en placas que descansen en rocas. Las secciones de acero son generalmente uniformes para toda la longitud del túnel, y el espaciamiento de los marcos varía de acuerdo con las cargas producidas por las rocas. El espaciamiento normal es de 4 ft, pero se puede reducir a 2 ft o aumentarlo hasta 6 ft.

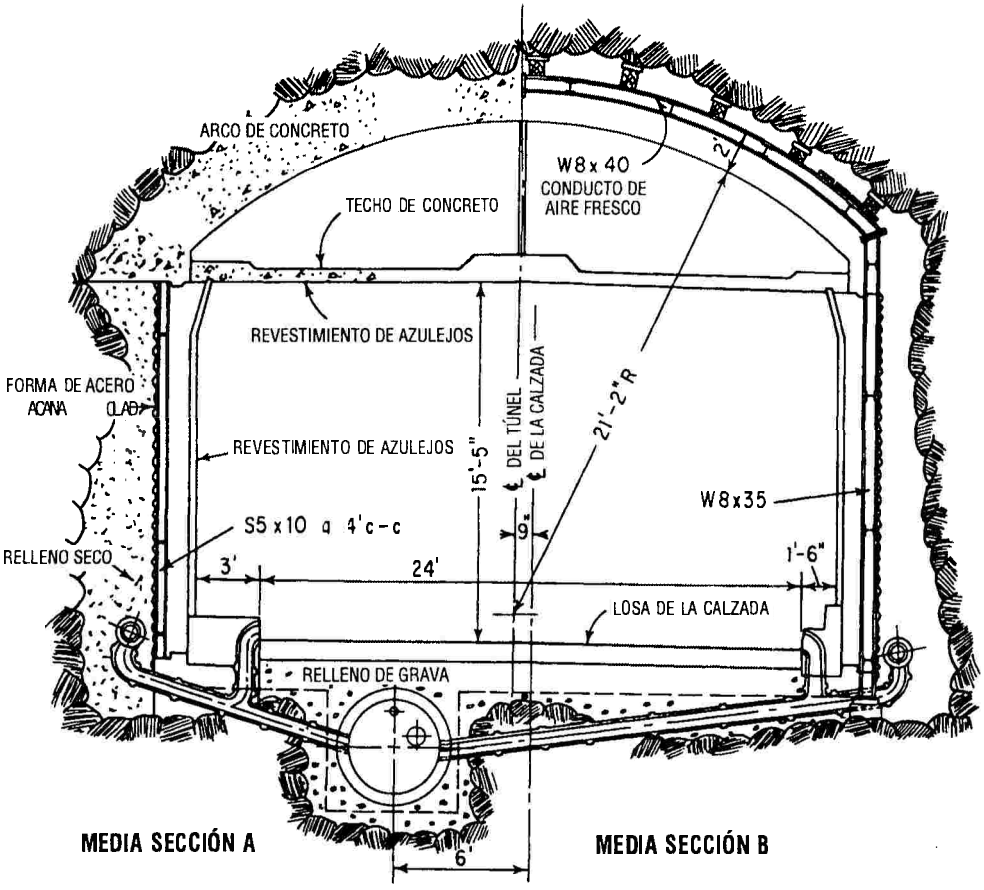


Figura 20.10 Sección transversal típica del Lehigh Tunnel en la Pennsylvania Turnpike Extension. La media sección A muestra el apuntalamiento, o marco.

Se deben montar los marcos tan pronto como se haya retirado toda la roca suelta. Inmediatamente después se debe calzar el entramado entre el acero y la superficie de la roca a intervalos que varían de 3 a 5 ft para evitar que se inicien movimientos en la roca. Los entramados de acero deben dejar espacio libre en el coronamiento entre el patín inferior y la superficie del concreto para el paso de la tubería que deposita el concreto.

Es preciso colocar un revestimiento de madera o acero entre marco y marco. La cantidad de revestimiento dependerá de las condiciones de la roca. El revestimiento puede ser prácticamente continuo, o pueden haber espacios sin revestimiento entre las láminas, según lo requieran las circunstancias. La presencia de roca muy fragmentada puede requerir colectores entre los marcos si el agua está presente. Los colectores se construyen de canales enlazados entre sí. El espacio entre los colectores y la roca debe rellenarse con material seco para permitir que el agua corra hasta el sistema de drenaje.

Las cargas concentradas sobre los marcos y en los puntos de estibación producen momentos flectores en las estructuras. La tabla 20.5 presenta fórmulas para determinar las cargas sobre los soportes en túneles en la roca (R. V. Proctor y T.L. White, *Rock Tunnels and Steel Supports*, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio.)

Son preferibles las secciones circulares y anillos de soporte en túneles, en rocas con muchas fallas o en áreas de presión, particularmente en áreas sísmicas (Fig. 20.11).

Pernos o anclas para consolidar roca

■ En rocas sin fracturas, pero también para algunas que se puedan considerar como de mala calidad, pueden utilizarse anclas en roca para asegurar la excavación. Sus dimensiones son usualmente de

TABLA 20.5 Carga H_p en ft, de roca soportada por el túnel*

Condiciones de la roca	H_p, ft	Observaciones
1. Dura e intacta	Cero	Revestimiento ligero o tornillos en la roca, solamente si hay astillados o desconchado
2. Dura, estratificada o esquistosa	0 a 0.5B	Soportes ligeros. La carga puede cambiar erráticamente de un punto a otro.
3. Masiva, moderadamente unida	0 a 0.25B	
4. Moderadamente en bloques y agrietada†	0.35$(B + H_t)$ a 1.10$(B + H_t)$	No hay presión lateral
5. Muy fracturada en bloques y agrietada	0.35$(B + H_t)$ a 1.10$(B + H_t)$	Poca o ninguna presión lateral
6. Completamente triturada, químicamente intacta†	1.10$(B + H_t)$	Presión lateral considerable. Requiere un soporte continuo en los extremos inferiores de las vigas, o costillas circulares
7. Roca descompuesta, a profundidad moderada	1.10$(B + H_t)$ a 2.10$(B + H_t)$	Fuerte presión lateral. Se requieren puntales de invertida. Se recomiendan costillas circulares
8. Roca descompuesta, a gran profundidad	2.10$(B + H_t)$ a 4.50$(B + H_t)$	Igual que para el Tipo 7
9. Roca hinchada	Hasta 250 ft, no importa el valor de $(B + H_t)$	Costillas circulares. En casos extremos, usar apoyos ajustables

*Si la profundidad de la roca es mayor de 1.5$(B + H_t)$ donde B es el ancho y H_t, la altura del túnel. Tomado de R. V. Proctor y T.L. White, *Rock Tunnels and Steel Supports*, Commercial Shearing & Stamping Co., Youngstown, Ohio.

†Si el techo del túnel está permanentemente por encima del manto freático, los valores para los tipos 4 y 6 pueden reducirse en un 50%.

1 in de diámetro y 8 ft de largo, aunque también pueden estar acopladas. Las anclas proporcionan agarre en roca sólida, donde son sostenidas por cuñas que se encajan en terminaciones de tubo partido cuando se instala el ancla, o por camisas de expansión que presionan la pared del barreno al ser atornillada el ancla. Las anclas se prueban a tensión y se pretensan utilizando tuercas que apoyan contra placas de acero colocadas en la superficie de la roca. Se usan barras no tensionadas o tubos de acero o de fibra de vidrio como refuerzo en la roca, estando totalmente embebidos en lechadas de cemento o en mezclas con resina de alta resistencia. Estos elementos se someten a esfuerzo al deformarse la roca, lo cual es vigilado por extensómetros y mediciones de convergencia hasta lograr el equilibrio. De ser necesario se insertan anclas adicionales, ya sean tensionadas o no tensionadas. Todas las anclas en instalaciones permanentes deben quedar embebidas como protección contra la corrosión.

Otro tipo de tornillo tiene un manguito perforado que se coloca en el barreno en la roca y se llena de enlechado. A medida que se empuje el tornillo dentro del hueco, se fuerza en enlechado a través de las perforaciones en contacto con la roca. La adherencia entre el tornillo, el enlechado y la roca proporciona la fuerza de anclaje.

Torcreto ■ La utilización del torcreto (*gunite o shotcrete*) como un soporte preliminar para túneles cavados en roca, se desarrolló en Europa y ha tenido también éxito en Norteamérica (el túnel del Canadian National Railroad en Vancouver). Tan pronto como sea posible después de la voladura, mientras

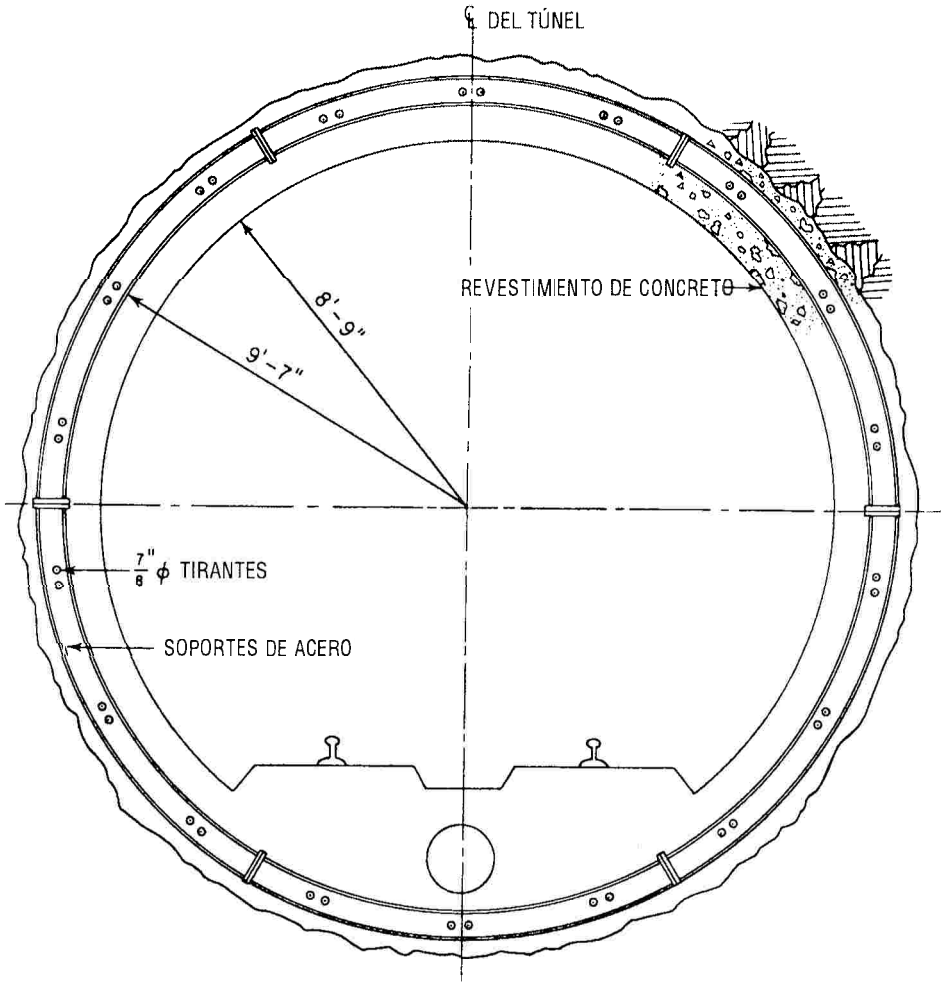


Figura 20.11 Sección transversal típica del Berkeley Hill Rock Tunnel (roca con muchas fallas) para el San Francisco Bay Area Rapid Transit.

se lleva a cabo el retiro de escombros, se rocía una capa de concreto en el techo. El concreto se hace con un agregado bien graduado, de un tamaño de hasta ¾ in, que con frecuencia se mezcla en seco con cemento y un ingrediente acelerador. Se hace salir la mezcla por una boquilla a presión, por medio de bombas especiales. El agua de la mezcla se añade en la boquilla; el fraguado inicial tiene lugar en unos 30 a 120 s y el fraguado final en 12 min.

También se utiliza con frecuencia una mezcla húmeda, para la que el agregado, cemento y agua se ponen en una mezcladora y se inyecta aditivo como líquido en la boquilla. La suma de un 5% por volumen de microsilicato mejora grandemente la adherencia del torcreto a la roca y reduce las necesidades de acero de refuerzo. Si se agrega fibra de acero de ½ a 1½ a una mezcla en una cantidad de ½ a 1% por peso, aumenta considerablemente la resistencia final y rigidez del torcreto.

El espesor de la capa inicial puede variar de 2 a 4 in, lo que dependerá de las condiciones de la roca. Se pueden rociar capas adicionales según se necesiten. El espesor puede ser hasta de 8 in.

La boquilla la puede manejar directamente un operador, o puede fijarse a una pluma operada por un obrero emplazado bajo el techo protector del *carro de perforación*. Se ha tenido éxito con la aplicación automática en túnel barrenado a máquina (Túnel Heitersberg en Suiza). Se pueden utilizar robots, controlados por un operario situado en un carro portaherramientas, para aplicar una mezcla de torcreto seco o húmedo.

El *shotcrete* (torcreto) se rocía sobre las paredes después que se termina de escombrar. Es preciso interceptar y drenar cualquier fuerte influjo de agua por medio de insertos en el torcreto. Son esenciales los operadores bien adiestrados y una cuidadosa supervisión para obtener buenos resultados. Bien ejecutado, el método se puede utilizar con éxito con roca fracturada.

La resistencia del concreto en un lugar alcanza de 200 a 250 psi en 2 h, y de 1400 a 1500 psi en 12 h. La resistencia máxima a la compresión de 4000 a 5500 psi es como un 15% menor que la del mismo concreto sin acelerador.

Filtraciones ■ Véase la sección 20.9.

(J. O. Bickel and T. R. Kuesel, *Tunnel Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

20.14 Túneles en materiales firmes

En excavaciones bajo tierra deben satisfacerse los requisitos de la Occupational Safety and Health Administration. (Véanse las secciones 20.6, 20.8 y 20.12).

Entre los materiales, que no sean rocas, que se pueden encontrar al excavar un túnel, se encuentran arenas de diversas densidades y tamaño de granos; arenas mezcladas con limo o arcilla; arcillas ya sean puras o contenido limo o arena, y que varían desde relativamente plásticas, con un alto contenido de agua hasta firmes y secas; y mezclas aluviales de arena y grava o materiales procedentes de una morena glacial. Si no se hallan sometidos a presión hidrostática del agua libre, es posible excavar estos materiales por procedimientos de minería. Las estructuras con madera o acero darán apoyo temporal a galerías, cuyas dimensiones y cantidades dependerán de las condiciones locales.

Al excavar galerías en todos estos tipos de materiales se requiere hincar tablestacas, apoyadas por maderos cruzados y postes para sostener el techo. A medida que avance la excavación en un frente tan empinado como lo permita el material, se clavarán aún más las tablestacas, con la parte de atrás sostenida por la estructura y la delantera por el terreno. Se coloca un nuevo apoyo debajo de la parte frontal de las tablestacas y se repite el proceso. Los lados de la galería se mantienen en su lugar por medio de tablazones apoyados en los postes, según se requieran. La figura 20.12 ilustra el procedimiento básico para este tipo de excavación.

Se usan a menudo soportes de acero en lugar de la madera, particularmente para grandes galerías.

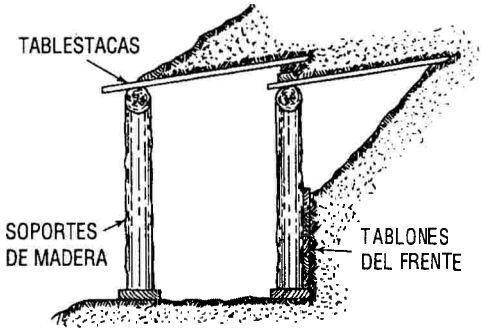


Figura 20.12 Los pórticos de madera sostienen las tablestacas de avance en la excavación minera.

Se pueden usar, en lugar de tablazones, lanzas de acero hechas de pequeñas vigas de ala ancha con puntas en forma de cuña. Las lanzas tienen la longitud necesaria para estar apoyadas por dos armazones; se las hinca con gatos o martillos de aire dentro del frente blando y a una distancia igual al espaciamiento de los apoyos.

En tierra suelta o arenas movedizas, el frente se apuntala por medio de tablazones del frente. Se excava una cepa poco profunda, de unos 2 ft de profundidad y un ancho correspondiente a una o dos tablazones, se excava la parte superior del frente, y se coloca inmediatamente un corto entablado para sostener el frente y servir de apoyo a la parte frontal. Después que se haya excavado esta cepa en todo el ancho de la galería y que se hayan colocado todos los tablones verticales del frente, se instalará un cabezal apoyado por postes cortos. Se puede entonces excavar el resto del frente, procediendo hacia abajo y manteniéndolo en su lugar por medio de tablones horizontales. (Véase la Fig. 20.13.)

Las dimensiones de la galería de avance deben ser lo más grande que permitan las características del terreno, pero nunca menores de 5 ft de ancho y 7 ft de altura. Los dobleces de acero, conformados al arco del túnel son preferibles a los de madera, aunque más económicos, si se considera tanto el costo como la rapidez de operación. Los postes de avance pueden ser de madera o de acero.

Las placas de revestimiento de acero se pueden obtener en diversas formas y tamaños. Pueden usarse para soportar el terreno si una parte limitada de excavación del techo o arco resistirá el tiempo suficiente para insertar las placas de revestimiento, comenzando en la parte superior del arco y procediendo hacia abajo. El ala de cada placa se ancla al revestimiento que se haya montado previamente.

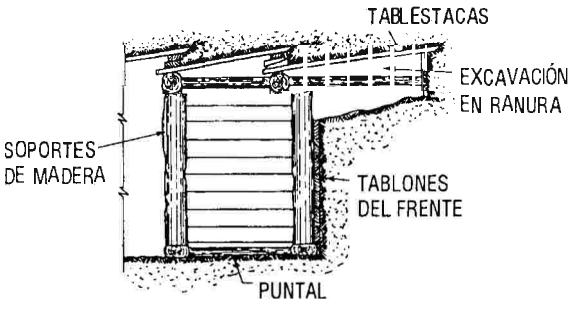


Figura 20.13 La excavación en terreno movedizo requiere tablones del frente.

En túneles de menores dimensiones, las placas nervadas o corrugadas pueden ofrecer apoyo adecuado. En túneles mayores o bajo cargas más pesadas, las planchas pueden apoyarse en costillas de acero contra las que se calzan. Las placas de revestimiento sin pestañas pueden usarse como revestimiento o como postes. (Véase también la sección 20.17).

Para evitar el asentamiento o las cargas desequilibradas, deben rellenarse todos los huecos detrás de las placas de revestimiento, inyectando confitillo (gravilla) o enlechado de cemento.

Los túneles de pequeñas dimensiones pueden tener una sola galería. Para los túneles de grandes dimensiones, se utilizan diversas combinaciones de galerías de avance. A algunas de ellas se les conoce, según el lugar de origen, como el método estadounidense, austriaco, belga, inglés, alemán o italiano, pero que se usan con muchas variaciones. Originalmente los métodos requerían soportes de madera, pero hoy en día se prefieren los de acero, si resultan económicos.

Método estadounidense ■ Como se muestra en la figura 20.14*a*, la excavación se inicia con (1) una galería superior en el coronamiento del túnel, que se apoya con tablones, postes y cabezales. A continuación se amplía la excavación entre dos pórticos y se colocan los segmentos del arco superior adyacentes al coronamiento y apoyados por postes y puntales extra. (2) Se forman bancos de excavación a lo largo de los lados y se coloca otro segmento de las costillas a cada lado. (3) y (4) Se unen con pernos las costillas a la parte superior y se soportan con una solera provisional. Se repite este proceso hasta llegar a la solera de piso. Finalmente, se excava el banco hasta alcanzar la sección total. (5) El terreno entre costillas se mantiene en su lugar por medio de placas de revestimiento y se rellenan las oquedades. Este método resulta apropiado en terrenos razonablemente firmes.

Sistema austriaco ■ Como se muestra en la figura 20.14*b*, se inicia una galería central a toda la altura del túnel. Puede comenzarse con una galería superior y se corta hacia abajo en pequeñas secciones, hasta llegar al piso, o se inician dos galerías, una superior y otra inferior. (1) y (2). En este último caso, el núcleo entre las dos galerías se

excava en pequeños tramos y los postes cortos se sustituyen con postes largos. (3) La sección del arco se amplía poco a poco; y se mantiene en su lugar con costillas de arco y tablones de avance longitudinales. (4) Las costillas del arco se apoyan en puntales desde el armazón del corte central en el arranque y soleras en la línea de arranque. El resto de la excavación se hace avanzar hasta el frente completo en pequeños incrementos y se colocan los postes para soportar las soleras. (5) Este método es apropiado para un terreno razonablemente estable.

Método belga ■ En la figura 20.14*c*, se ve cómo en terreno firme se excava la mitad superior del túnel, comenzando con una galería central desde el coronamiento hasta la línea de arranque del arco. (1) Éste se amplía en ambos lados, y el terreno se mantiene en su lugar con estacas transversales que se apoyan en maderos longitudinales, apoyados a su vez por puntales que se extienden en forma de abanico desde un soporte o durmiente en la galería central. (2) A continuación se excava un corte central hasta el piso (o invertida) (3), dejando bancos sobre los que se apoye el arco de revestimiento del túnel. Se practican cepas a intervalos, para apear los arcos. El resto del banco se retira a continuación para completar los muros laterales (4), después de lo cual se cuela el concreto del piso (o invertida). Es posible avanzar con la excavación a una distancia considerable antes de que el revestimiento del túnel necesite ser instalado.

(J. O. Bickel and T. R. Kuesel, Tunnel Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

20.15 Excavación de túneles por el método de escudo al aire libre

La excavación de túneles por el método de escudo se usa generalmente en terrenos blandos, no cohesivos, compuestos de arena suelta, grava, o limo y todo tipo de arcilla, o en una mezcla de cualquiera de ellos. Es indispensable para la excavación de túneles en estos materiales debajo del manto freático.

Los requisitos de la Occupational Safety and Health Administration (OSHA) para construcciones subterráneas deben satisfacerse en la operación con escudos. La OSHA estipula lo siguiente, en particular: en el escudo debe restringirse cualquier movimiento lateral o de otro tipo, que se considere peligroso, cuando se someta a carga lateral repentina. El personal que tenga acceso a zonas donde opere un escudo debe estar protegido contra hundimientos. No debe permitirse acceso a personal en escudos cuando sean instalados, removidos o movidos verticalmente. Las excavaciones se pueden prolongar hasta 2 ft bajo el fondo de un escudo, si éste se encuentra diseñado para resistir las fuerzas de toda la profundidad de la zanja y si no se pierde tierra de atrás o abajo del fondo del escudo. (Véanse también las secciones 20.6 y 20.8).

El escudo es un cilindro formado por placas de acero soldados entre sí (Fig. 20.15). Tiene un diámetro ligeramente mayor que el exterior del revestimiento del túnel. La placa se atiesa por medio de dos vigas interiores en forma de anillo, la primera de ellas instalada a poca distancia detrás del borde de corte. Dependiendo del diámetro y de las

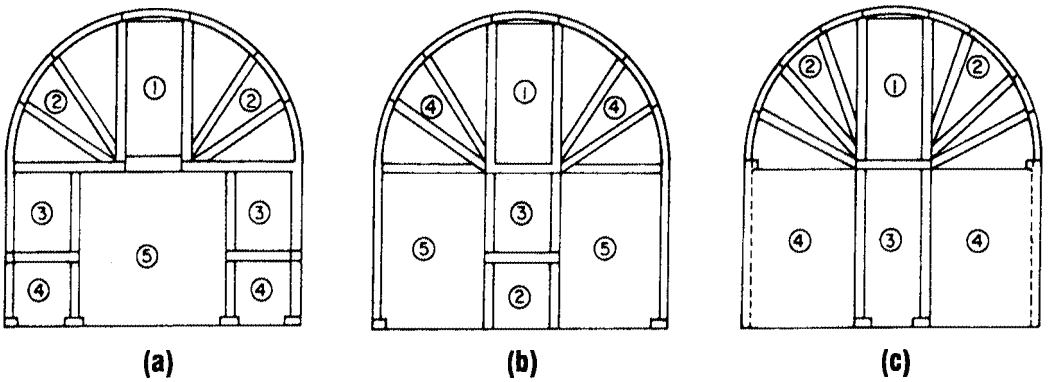


Figura 20.14 Algunos procedimientos de excavación para túneles grandes; (*a*) método estadounidense. (*b*) método austriaco. (*c*) método belga.

cargas, las vigas se apuntalan con riostras horizontales y verticales. El borde de corte se bisela y se refuerza con placas de acero soldadas hasta un espesor de 3 a 4 in. En terreno suelto la mitad superior del escudo se extiende hacia adelante de 12 a 18 in para formar una visera protectora.

La cola del escudo traslapa ligeramente el extremo del revestimiento terminado y corta espacio suficiente para cuando menos un anillo de revestimiento y, en túneles subacuáticos, tiene generalmente suficiente longitud para acomodar dos anillos. El interior de la cola pasa a 1 in del revestimiento. Para el trabajo en arcilla blanda el frente del escudo se puede cerrar con un tabique de acero con aberturas cerradas por compuertas, a través de las que se puede excavar el material. La arcilla blanda se puede extruir a través de las aberturas mientras avanza el escudo.

Sobre el arriostramiento del escudo se montan plataformas de trabajo que se pueden hacer avanzar y retroceder por medio de gatos hidráulicos (Fig. 20.15). Proporcionan acceso a todas las partes del frente y, al mantenerse en contacto con ella, la soportan mientras se empuja en caso de que sea necesario. Además, si fuera necesario soportarlo ampliamente, se pueden montar más gatos en el

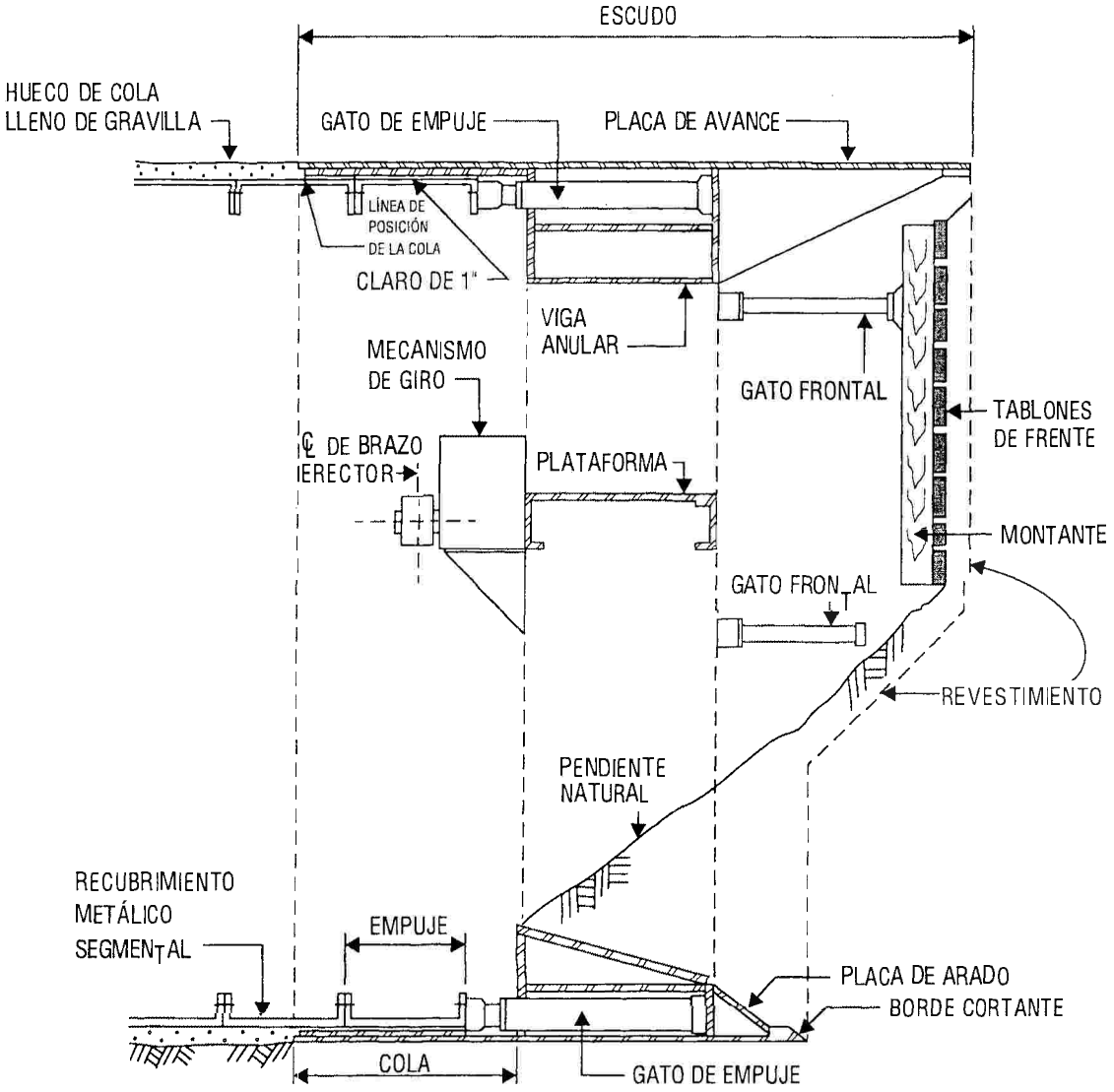


Figura 20.15 Sección longitudinal de un escudo utilizado para perforar túneles en terreno blando y al aire libre.

arriostramiento para mantener la tablazón contra el frente de excavación.

Avance del escudo ■ Se colocan gatos hidráulicos (Fig. 20.15) para el avance del escudo sobre el alma de las vigas anulares, cerca de la periferia del escudo. Los gatos de desplazamiento horizontal se espacian uniformemente alrededor del perímetro y ejercen presión contra la viga frontal del anillo, la que se atiesa por ménsulas soldadas al forro en el borde de corte. Los émbolos de los gatos están equipados con zapatas que se apoyan contra el revestimiento del túnel. La carrera de los gatos es ligeramente mayor que el ancho de un anillo de revestimiento.

Se monta un erector de brazo rotativo dentro de la cola para tomar y colocar los segmentos del revestimiento. Las bombas hidráulicas montadas detrás del escudo suministran una presión entre 5000 y 6000 psi a los gatos, motor del brazo erector, y otros equipos operados hidráulicamente. Las válvulas de control de estos dispositivos están montadas en un panel en el escudo.

Los métodos de operación, excavación y velocidad de avance varían grandemente de acuerdo con el tipo de terreno. En arena y grava, el frente se mantiene en su lugar por medio de tablones que están arriostrados por puntales telescópicos, gatos, o plataformas de trabajo. Es posible que haya que llevar los tablones hasta el piso del frente de excavación, que se excava hasta llegar al borde de corte de la visera. Si se usa aire comprimido, pueden llevarse los tablones a una distancia en donde la presión del aire equilibra la carga hidrostática, mientras la parte inferior del frente de excavación toma su pendiente natural. Cuando se trabaja con materiales firmes, arena con limo, o arcilla dura, se puede excavar todo el frente sin poner tablones de excavación. El avance promedio del Queens Midtown Tunnel, en la ciudad de Nueva York, con 31 ft de diámetro, en esos materiales era de 7 a 8 ft en 24 horas.

Los escudos no se adaptan bien a los túneles en roca, pero podrán encontrarse frentes de roca o mezclados, parte roca y parte tierra, en partes con terreno blando. Si la roca estuviera lo suficientemente alta se podrá excavar una galería inferior más allá del escudo y colocar una cuna de concreto, con rieles de acero empotrados con la alineación y pendiente exactas para servir de apoyo al escudo según avance. Se puede usar una galería inferior semejante, en el frente todo de roca, si no es posible excavar toda la sección transversal. Para permitir el avance del escudo, a continuación se puede volar la roca en la periferia del resto del borde cortante. El avance en frentes mezclados en el Queens Midtown Tunnel promedió de 3 a 4 ft en 24 horas.

El mejor avance se puede efectuar en un material plástico a través del cual es posible empujar el escudo ciego, esto es, sin dejar entrar ninguna tierra dentro del equipo, donde se desplaza el volumen por compresión o alzamiento del material circundante. Para contrarrestar la tendencia del túnel a alzarse por detrás del escudo, debido a la flotación, se puede admitir suficiente material a través de pequeñas aberturas en el mamparo de frente y dejarlo sobre la invertida para equilibrar fuerzas hasta que se coloque el revestimiento interior. Este método se conoce como medio ciego de empuje. En el primer tubo del Lincoln Tunnel, en la ciudad de Nueva York, se tomó como un 20% del material. Si el dezplazamiento o el alzamiento del terreno pueden ser causa de molestias en las estructuras adyacentes, como son los edificios u otro tubo cercano ya colocado, se deben ajustar las aberturas para admitir casi todo el material desplazado. Así se procedió en los tubos segundo y tercero del Lincoln Tunnel, con aberturas que sumaban del 5 al 20% del área del frente de excavación. El avance promedio diario fue de unos 30 ft.

La excavación con escudos se inicia generalmente a partir de pozos excavados hasta el nivel de la invertida. Estos pozos pueden construirse únicamente con este fin o, más tarde, pueden formar parte de un edificio de ventilación. Se hace una abertura en el muro del pozo para ajustar el escudo y que se cierra con un mamparo de madera durante las excavaciones. El escudo se monta en una cuna de concreto en la base del pozo. El muro opuesto del pozo forma el empotramiento de las fuerzas de empuje del gato. Se montan unos cuantos anillos detrás del escudo, que avanza a través de la abertura después de la remoción del mamparo.

Se dirige el escudo al hacer variar la presión de los gatos de empuje en la periferia. En túneles grandes la fuerza total de empuje de los gatos puede variar de 3000 a 5000 toneladas. Si el escudo tiene tendencia a subir se aplica mayor presión arriba que abajo; para otras direcciones se procede de manera semejante.

Si el terreno es relativamente flojo se excava en el frente con herramientas de mano. En arenas endurecidas o en arcilla muy dura se utilizan palas de

aire. La arcilla relativamente blanda se puede cortar con excavadoras de arcilla. El escombro se palea a mano sobre una banda corta dentro del escudo; de aquí se descarga sobre una banda de carga situada detrás del escudo. La banda lo vacía en las vagonetas que tienen generalmente una capacidad de 4 yd^3 para túneles grandes. Los trenes de escombros ruedan hasta un pozo de acceso, atravesando el túnel. Los carros individuales se izan por el pozo de acceso y se vuelcan en tolvas para descargas en camiones.

Revestimiento de los túneles ■ Excepto en suelos muy duros, o compactos, se utilizan revestimientos protectores o de escudo segmentales de anillo, que pueden ser de hierro colado, acero, o concreto prefabricado. Se transportan los segmentos en vagonetas, se descargan por malacates montados en el carro conductor y se depositan al alcance del brazo erector, que es un brazo telescópico con contrapeso, pivoteado en la línea de centro del túnel por medio de un motor hidráulico a fin de obtener rotación total (Fig. 20.16). Un sujetador colocado en su extremo exterior mete las orejas o barras en los segmentos y los coloca en su lugar, comenzando por abajo. Un corto segmento ahusado forma la clave (veáse también la sección 20.17).

Relleno ■ Como el escudo tiene un diámetro mayor que el del recubrimiento, existe un vacío alrededor de los anillos del recubrimiento que puede ser causa de un derrumbe y producir asentamiento. La práctica corriente, cuando se usan segmentos de revestimiento, es de inyectar gravillas en este vacío a través de huecos para enlechado en los revestimientos, inmediatamente después que haya avanzado el escudo (Fig. 20.15). Después se inyecta enlechado de cemento a la gravilla para solidificarla. En una sección de la línea Victoria del metro de Londres, en arcilla profunda y muy dura, se instaló un revestimiento articulado de hierro colado que después se expandió contra la arcilla que estaba detrás del escudo. Los anillos adyacentes se presionaron hasta hacer contacto por la fuerza de los gatos, pero no se empernaron. Se ha usado también la expansión de costillas de acero junto con revestimientos de madera, para obtener un ajuste estanco contra el terreno.

Se han utilizado **escudos semielípticos o semicirculares** como apoyos temporales del techo o de la excavación del arco, la más de las veces en suelos secos o desaguados; por ejemplo, para túneles de poca profundidad, donde las circunstancias prohíben la operación de corte abierto. Se les hace avanzar de una manera similar a la de los escudos circulares.

(J. O. Bickel y T. R. Kuesel, *Tunnel Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

20.16 Excavación de túneles en aire comprimido

Aunque los escudos para túneles en aire no comprimido son eficientes en suelos naturalmente secos o en terrenos que se pueden desecar (sección 20.15), se necesita aire comprimido cuando se excava por debajo del manto freático, particularmente en túneles subacuáticos. La presión del aire contrarresta la carga hidrostática y también reduce en el frente el contenido de agua del suelo, lo que lo hace más estable y seguro de excavar.

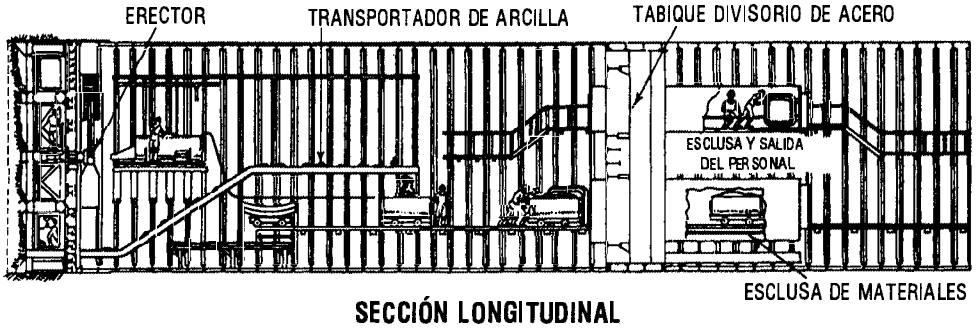
Presión del aire ■ Teóricamente la presión de aire necesaria para equilibrar la carga hidrostática es de 0.43 psi para agua dulce y de 0.44 para agua de mar, por pie de profundidad. En realidad, la presión depende de las propiedades del terreno así como del método de excavación. En materiales abiertos, como la arena gruesa y la grava permeables, se necesitaría la presión total del aire, mientras que en terrenos impermeables, como la arcilla dura, puede ser que no se requiera presión alguna. Se necesita hacer un cuidadoso análisis del terreno a intervalos regulares a lo largo de la alineación para poder estimar la máxima presión del aire y las cantidades de aire que se requieran. Los escudos cerrados para túneles en el limo del río Hudson trabajan con presiones de sólo 16 psi a profundidades que llegan hasta 100 ft. En la arena y grava del East River en Nueva York la carga hidrostática se equilibra cerca de un cuarto a un tercio del diámetro por encima de la invertida. Para reducir la pérdida de aire en la parte superior del frente de excavación fue preciso sellar con arcilla los tableros de arriostramiento.

Prevención de escapes súbitos ■ Cuando la presión del aire equilibra la carga en la parte inferior del frente de excavación hay un exceso de presión en la parte superior. Si el peso de la cubierta sobre el túnel no es suficiente para mantener el

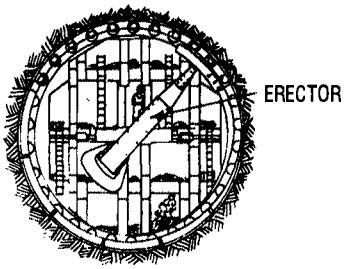
exceso de presión del aire dentro de límites seguros, se puede colocar un pesado colchón de arcilla en el fondo del río sobre la galería del túnel para evitar un escape súbito del aire en la parte superior del frente de excavación. Si la presión del aire iguala la presión del aire en la invertida, el exceso de presión en la parte más alta de un frente de 30 ft de diámetro sería de 13 psi en agua de mar, o sea 1870 lb/ft^2. Para una cubierta natural de 10 ft con un material de 50 lb/ft^3, el colchón tendría que compensar la deficiencia de 1370 lb/ft^2. Con un peso sumergido de 60 lb/ft^3 se requerirían 23 ft de arcilla. Los requisitos de navegación probablemente hagan necesario quitar el colchón después de la terminación del túnel. La arcilla para este colchón debe ser relativamente suave para que se una fácilmente y forme una capa impermeable.

Tabiques ■ Cuando se inicia la excavación con escudo a partir de un pozo se construye una plataforma hermética al aire por encima del túnel, para mantener la presión hasta que el escudo haya avanzado una cierta distancia. A continuación se construye un tabique hermético al aire, una cierta distancia por detrás del escudo para dar espacio para el transportador y unas cuantas vagonetas. Para mantener el volumen lleno de aire comprimido dentro de límites razonables, y para cumplir con los reglamentos de seguridad, se construyen nuevos tabiques según avanza el túnel y se remueven los viejos. Por lo general los reglamentos permiten una distancia máxima de 1000 ft entre el frente de excavación y el tabique; este último se puede construir de acero o de concreto.

Esclusas de aire ■ Las esclusas para los trabajadores y los materiales se construyen dentro del tabique hermético. Las esclusas son cilindros herméticos de al menos 5 ft de diámetro o con puertas con empaquetaduras (Fig. 20.16). Las esclusas para personal deben tener por lo menos 30 ft^3 de espacio de aire por ocupante. Se admite el aire comprimido a la esclusa desde el lado de alta presión o desde la línea de aire comprimido y se extrae por medio de una conexión con el exterior. Las válvulas de esas conexiones se controlan desde adentro en las cámaras de los operarios, y generalmente desde afuera en las de materiales. La puerta en el lado de alta presión se abre de la esclusa al túnel; la puerta que comunica con el aire libre se abre hacia la cámara de la esclusa. La puertas se mantienen herméticamente cerradas por la presión de aire y no se pueden abrir



SECCIÓN LONGITUDINAL



ELEVACIÓN-BORDE CORTANTE

Figura 20.16 Sección de un escudo convencional (utilizado en 1930 en el Detroit, Mich.-Windsor, Ontario, Tunnel) para perforar el túnel con aire comprimido.

hasta que se equilibren las presiones en ambos lados. Se instalan manómetros en las cámaras así como en el túnel.

La esclusa de materiales está al nivel de la vía de las vagonetas. Esta esclusa debe ser lo suficientemente grande para acomodar varias vagonetas.

La esclusa de los operarios está a un nivel más alto y tiene de 6 a 7 ft de diámetro; está equipada con bancos para que se sienten los operarios. En los túneles mayores, se pueden tener dos juegos de esclusas para acelerar las operaciones. Si existe peligro de una rápida inundación se puede situar una esclusa extra para los operarios, tan alta como sea posible y un pasillo colgante de seguridad se extenderá a ese mismo nivel desde la esclusa hasta el escudo. Una puerta de seguridad, colocada en la parte superior del túnel cerca de la galería atrapará el aire por encima de este pasillo colgante en caso de inundación y permitirá a los operarios escapar. Algunos reglamentos de seguridad requieren la instalación de dos esclusas para los operarios.

Debe encontrarse lista una cámara de descompresión capaz de contener todo un turno de trabajadores, cuando el tiempo necesario de descompresión sea de más de 75 minutos. Debe haber un paso para dar acceso a trabajadores a la cámara especial.

Seguridad y sanidad ■ En toda obra donde se utilice aire comprimido se requieren una estación de primeros auxilios bien equipada y una cámara de descompresión, atendidas en todo momento por asistentes debidamente entrenados. Se debe tener un médico en estado de alerta para los casos de emergencia.

En varios estados y países hay leyes que regulan las horas de trabajo y los límites de presión para trabajos en aire comprimido. Los reglamentos de la U.S. Occupational Safety and Health Administration para trabajo en aire comprimido, así como para construcción en general y todas las operaciones bajo la superficie del suelo, deben cumplirse. (Véanse también las secciones 20.6, 20.8 y 20.15.) La OSHA estipula se lleve un registro fuera de las cámaras de trabajo, para anotar el tiempo de cada turno que los trabajadores pasan en compresión y descompresión. Un ejemplar del registro debe enviarse al médico supervisor.

Durante el primer minuto de compresión en una cámara, la presión puede aumentarse hasta en 3 libras por pulgada cuadrada manométrica (en adelante psig) y conservarse a ese nivel, y de nuevo a 7 psig un tiempo suficiente para determinar si alguien dentro de la cámara está siendo afectado adversamente. Después del primer minuto, la presión se puede elevar gradualmente a razón de hasta 10 psi/min. Si el personal experimenta incomodidad, la presión debe reducirse a la atmosférica y el personal en situación peligrosa debe ser evacuado de la cámara. Excepto en emergencias, la presión en una cámara no debe exceder de 50 psi. La temperatura en una cámara debe ser por lo menos 70°F pero no más de 90°F, mientras que la temperatura en zonas de trabajo con aire comprimido no debe pasar de 85°F.

A menos que la presión del aire en la cámara de trabajo sea menor de 12 psig, la descompresión en una cámara para trabajadores debe ser automática. En todo caso, debe haber controles manuales dentro y fuera de la cámara para neutralizar el mecanismo automático en emergencias. La cámara debe tener una ventanilla de por lo menos 4 in de diámetro, para permitir la observación de los ocupantes desde la cámara de trabajo y el lado de aire libre de la cámara.

La OSHA estipula también que se suministren por lo menos 30 ft^3/min de ventilación de aire en cámaras de trabajo. Además, la OSHA especifica que haya por lo menos 10 ft-c de iluminación de lámparas eléctricas en pasillos, escaleras portátiles, escaleras fijas o niveles de trabajo. Deben utilizarse dos fuentes independientes de abastecimiento, incluyendo una fuente de emergencia que funcione si la fuente regular llegara a fallar. Las partes externas de equipo eléctrico, incluyendo accesorios de iluminación, cuando se instalen a no más de 8 ft del piso, deben hacerse de metal conectado a tierra o de material aislante no combustible y no absorbente.

La OSHA exige también contar con cuartos vestidores y secadores higiénicos y cómodos, para trabajadores empleados en aire comprimido. Las instalaciones deben contar por lo menos con un baño de regadera por cada 10 trabajadores, y por lo menos 1 retrete por cada 15 trabajadores. El equipo contra incendios debe estar listo en todo momento y cámaras de trabajo y en cámaras para trabajadores.

Los requisitos de la OSHA para el tiempo total de descompresión, que depende de la presión del aire en la cámara de trabajo y el tiempo de exposición de trabajadores a esa presión, aparecen en la tabla 20.6. La descompresión debe tener lugar en dos o más etapas, pero no más de cuatro. (Se

necesitan cuatro etapas para presiones de 40 psig o más). En la etapa 1, la presión se puede reducir a razón de hasta 5 psi/min desde 10 a 16 psi, pero no menos de 4 psig. En etapas subsiguientes, la razón de reducción de presión no puede pasar de 1 psi/min. También deben ser verificados los reglamentos locales. Las limitaciones de los contratos sindicales suelen ser más rigurosas que los requisitos legales.

La cantidad de aire necesaria para las excavaciones de túneles con aire comprimido depende de tantos factores que no se pueden establecer reglas exactas. Para determinar el tamaño de la planta de compresores para una obra determinada se requiere de sentido común por parte del ingeniero, basado en experiencia. Se instalan máquinas de baja presión para el aire en el túnel y de alta presión para las herramientas neumáticas. Se debe contar con capacidad adecuada de reserva mediante varios compresores. El aire de alta presión puede utilizarse como suministro de emergencia en el túnel por la interconexión de los compresores por medio de válvulas de reducción.

Excavación de túneles sin escudo ■ Se han construido algunos túneles en terrenos que contienen agua, mediante aire comprimido conjuntamente con placas de revestimiento y sin usar escudo. Con este método se han construido en Nueva York tramos considerables de alcantarillas interceptoras, con diámetros de 7 a 12 ft. Con aire comprimido se construyeron en Chicago unas cuantas millas de líneas del tren subterráneo en arcilla blanda con costillas y placas de revestimiento de acero.

[J. O. Bickel y T. R. Kuesel, *Tunnel Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Company,

TABLA 20.6 Tiempo total de descompresión, en minutos, después del trabajo de obreros en aire comprimido*

Cámara de trabajo, psig	Periodo de trabajo, h										
	½	1	1½	2	3	4	5	6	7	8	Más de 8
9 a 12	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
14	6	6	6	6	6	6	6	6	16	16	33
16	7	7	7	7	7	7	17	33	48	48	62
18	7	7	7	8	11	17	48	63	63	73	87
20	7	7	8	15	15	43	63	73	83	103	113
22	9	9	16	24	38	68	93	103	113	128	133
24	11	12	23	27	52	92	117	122	127	137	151
26	13	14	29	34	69	104	126	141	142	142	163
28	15	23	31	41	98	127	143	153	153	165	183
30	17	28	38	62	105	143	165	168	178	188	204
32	19	35	43	85	126	163	178	193	203	213	226
34	21	39	58	98	151	178	195	218	223	233	248
36	24	44	63	113	170	198	223	233	243	253	273
38	28	49	73	128	178	203	223	238	253	263	278
40	31	49	84	143	183	213	233	248	258	278	288
42	37	56	102	144	189	215	245	260	263	268	293
44	43	64	118	154	199	234	254	264	269	269	293
46	44	74	139	171	214	244	269	274	289	299	318
48	51	89	144	189	229	269	299	309	319	319	
50	58	94	164	209	249	279	309	329			

*Para condiciones normales, como lo especifica la Occupational Safety and Health Administration en "Construction Industry: OSHA Safety and Health Standards (29CFR 1926/1910)," corregida 1991.

New York; *Construction Industry: OSHA Safety and Health Standards (29 CFR 1926/1910).* Superintendent of Documentos, Government Printing Office, Washington, DC 20402.]

20.17 Revestimiento de túneles

Los túneles en roca muy sólida, no afectados por el aire, humedad, o congelación, y donde el aspecto no sea importantes, se dejan sin revestir. Éste es el caso de muchos túneles de ferrocarril.

Donde la roca sea estructuralmente sólida pero pueda deteriorarse por contacto con las condiciones atmosféricas, se puede proteger con una capa de concreto rociado, reforzado o no con malla de alambre (sección 20.13). Este tipo de revestimiento también se puede usar en túneles para conducción de agua, en roca sólida, para obtener una superficie lisa que reduzca el factor de fricción y la turbulencia.

Concreto moldeado en el lugar ■ La mayor parte de los túneles en roca, y todos los túneles en terrenos más blandos, requieren un revestimiento sólido. Los túneles de carretera de cierta importancia siempre se revisten por la apariencia y por mejores condiciones de iluminación. Se ha usado en gran cantidad la mampostería de piedra o ladrillo en otros tiempos, pero en la actualidad se prefiere el concreto. El espesor del revestimiento permanente de concreto se determina para las dimensiones del túnel, las condiciones de carga, y el mínimo necesario para empotrar las costillas de acero del revestimiento primario.

Donde el revestimiento de concreto sólo esté expuesto a esfuerzos de compresión, puede que no necesite refuerzo. En casi todos los casos se necesita acero de refuerzo para resistir los esfuerzos de tensión y flexión.

El revestimiento se coloca en secciones de 20 a 30 ft de largo. Las formas segmentadas de acero se usan universalmente y en forma correcta se deben arriostrar para soportar el peso del concreto fresco. En general se cuelan primero los muros, hasta el arranque del arco y, a continuación, se cuelan los arcos. Es importante que el espacio entre las formas y la superficie de la roca o del terreno queden rellenas por completo. Se deben insertar tubos para enlechar en el concreto del arco para permitir el relleno de cualesquiera oquedades que se presenten, utilizando enlechado de arena y cemento.

El concreto se vierte a través de aberturas en el revestimiento de acero, o se bombea por una tubería introducida en el coronamiento, lo que se llama una línea de deslizamiento. Se coloca al principio en la parte posterior del colado y, se retira lentamente la tubería. Se puede usar una combinación de ambos métodos. Se bombea el concreto o se inyecta por golpes de aire comprimido. Se añaden aditivos para obtener una mezcla de fácil colocación, con bajo contenido de agua y para reducir la contracción. Si hubiera filtración de agua, que se presenta generalmente en las grietas por contracción, se pueden sellar con un compuesto plástico. O bien, el agua se puede eliminar por medio de canales de drenaje de cobre instalados en ranuras cortadas en el concreto (sección 20.9).

Las cimentaciones de los muros laterales en los túneles en roca se cortan en dicha roca por debajo de la rasante. Proporcionan estabilidad suficiente, a menos que se encuentre material descompuesto, en cuyo caso se cuela un revestimiento de concreto en la invertida. En terreno blando se cuela una losa de concreto para que sirva de pavimento en los túneles de carretera. Si existen fuertes presiones laterales tal vez haya que darle mayor peso a la losa a fin de evitar el pandeo.

Revestimientos para túneles cavados con escudo ■ Los revestimientos primarios en los túneles excavados con escudo son generalmente del tipo segmental para facilidad del montaje (Fig. 20.17). (Sin embargo, se ha intentado desarrollar un método para colocar un revestimiento continuo de concreto después de que avance la máquina excavadora.) Los segmentos se hacen generalmente de hierro colado, acero soldado, acero prensado, o concreto prefabricado.

En suelos rígidos pueden utilizarse nervaduras de acero, generalmente vigas H de 4 in, y entablado como revestimiento primario. Las nervaduras se separan por lo general 4 ft de centro a centro y, se erigen en la cola del escudo. El entablado cortado previamente y cepillado se coloca sólidamente alrededor de la circunferencia entre las pestañas de las nervaduras. Este entablado también transfiere las fuerzas de levantamiento con gatos al revestimiento del túnel. También se ha utilizado con éxito un revestimiento de hormigón prefabricado.

El hierro colado ha sido muy usado desde los primeros días de los túneles excavados con escudo. Los segmentos se construyen tan largos como lo

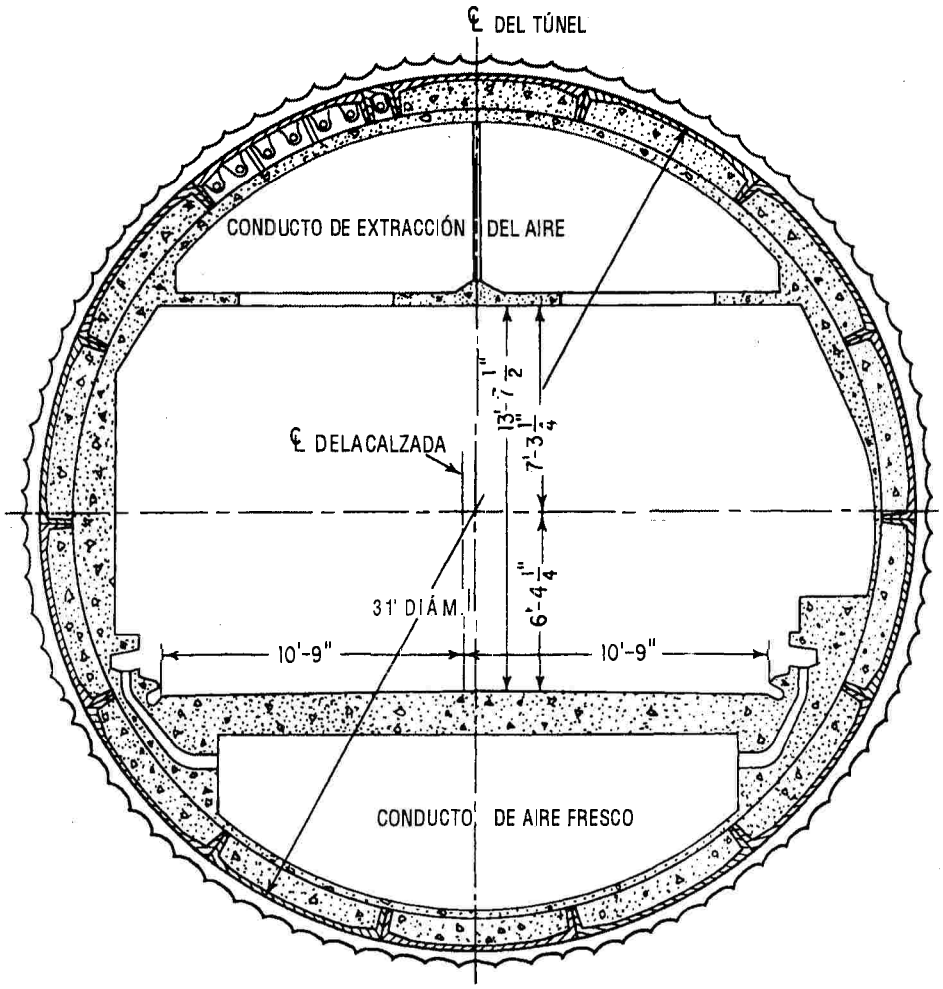


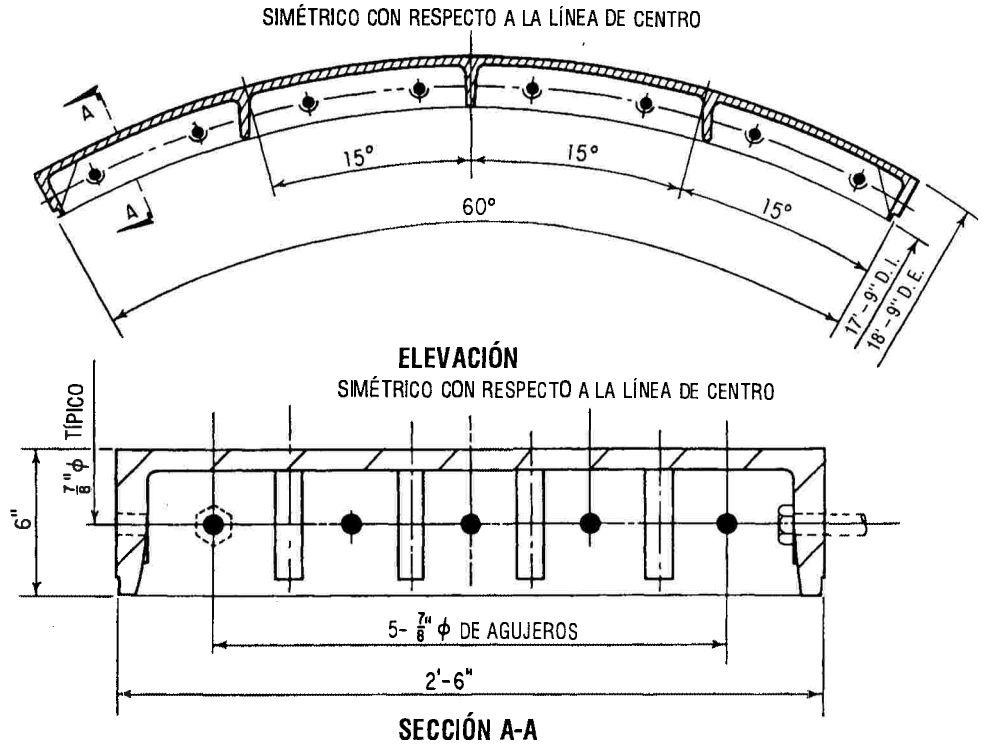
Figura 20.17 La sección muestra el revestimiento segmental típico de hierro colado para un túnel (Lincoln Tunnel bajo el río Hudson).

permita su manejo conveniente, generalmente de 6 a 7 ft. El ancho de los anillos depende de la distancia hasta donde se pueda excavar con seguridad por delante del escudo, el peso que se ha de manejar y las prácticas de la fundición. Mientras más anchos sean los anillos, más larga será la cola del escudo y por tanto será más difícil maniobrar el escudo. Los primeros túneles tenían anillos con un ancho de 18 in. En los túneles recientes se ha llegado hasta 30 a 32 in.

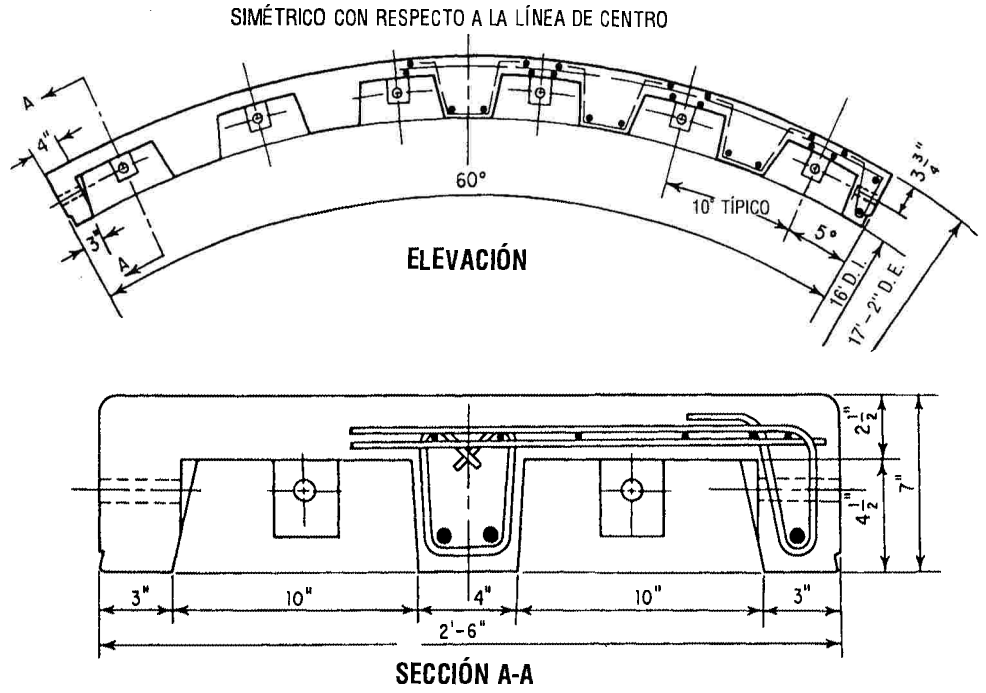
Los segmentos de hierro colado tienen alas torneadas en todos los lados (Fig. 20.18*a*). Se conectan entre sí por tornillos de alta resistencia. Las juntas longitudinales se desplazan en los anillos sucesivos.

Los patines o bridas tienen rebajos a lo largo de sus bordes de acoplamiento para el calafateo. Estas ranuras se rellenan con plomo o con tiras de asbesto impregnado preparadas para el calefateo, y recalcadas manualmente. Se han ensayado selladores sintéticos, como el caucho silicónico y los polisulfuros, que se pueden inyectar con pistola de calafateo. Estos compuestos se adhieren al metal lo suficiente para formar un sello efectivo con las presiones generalmente encontradas en los túneles subacuáticos.

Cada segmento de hierro colado está provisto de un tapón de 2 in para enlechado, para la inyección de gravilla y enlechado en el espacio entre el revestimiento y el terreno. Los agujeros de los pernos se sellan con arandelas de tela impregnada o de plástico, estos últimos son particularmente efectivos. Los pernos se aprietan con llaves hidráulicas o neumáticas cuando sea posible; de otro modo, con llaves manuales.



(a) SEGMENTO DE HIERRO COLADO PARA REVESTIMIENTO



(b) SEGMENTO DE CONCRETO PREFABRICADO PARA REVESTIMIENTO

Figura 20.18 Segmentos típicos de revestimiento, utilizados en túneles del tren rápido.

Los segmentos soldados de acero, de una forma similar a los segmentos de hierro colado, se han utilizado por razones económicas en algunos túneles subacuáticos. Se soldaron sobre gálibos con tan poca tolerancia como fue posible; pero no se fresaron las cajas o alas ni se proyectaron ranuras para el calefateo. Se tuvieron dificultades para conseguir que fueran estancas por medio de juntas de sello. Un diseño mejorado comprende ranuras de calefateo y tolerancia en la fabricación semejantes a las de hierro colado.

Concreto prefabricado ■ Los segmentos de concreto prefabricado provistos de cajas se han propuesto para túneles por debajo del manto freático (Fig. 20.18*b*). Su forma es similar a la de los segmentos de hierro colado y se cuelan en moldes de acero. El esmerilado de las cajas y la formación de ranuras para el calafateo los haría adecuados para la construcción estancada. Todavía no se han hecho instalaciones con estos segmentos, pero se ensayaron anillos prototipo en el nivel superior del tren subterráneo del San Francisco Bay Area Rapid Transit System.

Se han usado con éxito bloques pesados de concreto, interconectados, en terrenos relativamente secoso impermeables. Presentan dificultades cuando se exponen a la presión del agua debida a filtraciones.

Excepto en el caso en que se usan anillos de acero y revestimiento, o bloques de concreto como revestimiento primario, no se usa un revestimiento secundario, a menos que lo requiera la apariencia y el acabado interior de túneles de carretera. En este caso se coloca un forro de concreto del espesor mínimo practicable. Cuando el túnel se ha de revestir con azulejos, se debe hacer lo necesario para su fijación. (Para facilitar el mantenimiento y mejorar la iluminación, los muros y el techo de túneles de carretera se terminan por lo general con azulejos de cerámica.) Para obtener una buena adherencia de la capa de base se pueden soldar longitudinalmente alambres de rayado a los moldes de acero para ofrecer una capa rugosa en el concreto. El revestimiento de la superficie lisa de concreto con compuesto epóxico puede dar por resultado acabados satisfactorios, con menos costo.

Véase también la sección 20.18.

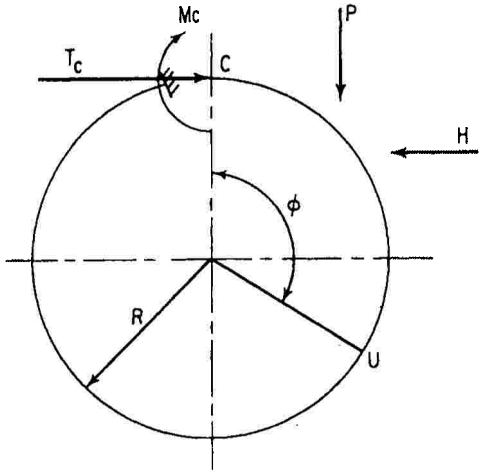


Figura 20.19 Los esfuerzos en el anillo de revestimiento se pueden analizar, si se supone éste cortado en el coronamiento C.

20.18 Diseño de los revestimientos de túneles

La sección 20.17 trató sobre revestimientos comúnmente utilizados en túneles. Los párrafos siguientes describen el proceso de diseño de anillos de revestimiento.

Un anillo de revestimiento es estáticamente indeterminado. Los esfuerzos en dicho anillo se pueden calcular después de que se haya convertido el anillo en uno estáticamente determinado, cortándolo en la parte superior y fijando el otro extremo (Fig. 20.19).

Para un anillo circular de sección constante y cargado simétricamente, el empuje en el coronamiento C es

$$T_c = \frac{2}{\pi R}\int_0^{\pi} M \cos\phi \, d\phi \qquad (20.7)$$

El cortante vertical en el coronamiento es cero y el momento es

$$M_c = -RT_c - \frac{1}{\pi}\int_0^{\pi} M \, d\phi \qquad (20.8)$$

donde R = radio del anillo
M = momento flector en cualquier punto U debido a las cargas sobre CU
ϕ = ángulo entre U y el coronamiento C

Conocidos el empuje y el momento en el coronamiento, se pueden calcular los esfuerzos en cual-

quier parte del anillo, como lo puede ser para un arco (Sección 6.71).

Las cargas sobre el revestimiento incluyen su propio peso y las cargas internas, el peso del terreno por encima de túnel (terreno sumergido para túneles debajo del manto freático), la reacción debida a las cargas verticales, la presión horizontal uniforme debida al terreno y el agua por encima del coronamiento, y la presión horizontal triangular debida al terreno y el agua por debajo del coronamiento.

Debido a la flexibilidad, los anillos de revestimiento del túnel sólo ofrecen una limitada resistencia a la flexión producida para las fuerzas verticales y horizontales no equilibradas. El revestimiento y el terreno se deformarán juntos hasta alcanzar un estado de equilibrio. Si la deflección, en pulgadas, excede a $1.5D/10$, donde D es el diámetro del túnel, en ft, el revestimiento puede ser temporalmente soportado por tirantes una vez que queda libre de la coraza hasta que las condiciones finales de carga y las presiones pasivas hayan sido desarrolladas. En algunos materiales blandos, cuando se forzaban los escudos ciegos (sin excavar material), las presiones horizontales iniciales sobrepasan las cargas verticales, de manera que el diámetro vertical se alargaba temporalmente. En último término, la sección volvía casi a su configuración circular inicial.

La magnitud de las cargas sobre el revestimiento de los túneles depende del tipo de terreno, profundidad debajo de la superificie, cargas de los edificios adyacentes y cargas de superficie. Todos estos valores requerirán un cuidadoso análisis, en los que serán de mucha ayuda las observaciones hechas en túneles anteriores y terrenos de naturaleza semejante.

(J. O. Bickel y T. R. Kuesel, *Tunnel Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

20.19 Excavación de túneles a máquina

Para reducir costos y acelerar la velocidad de la cantidad cada vez mayor de construcción de túneles, se han desarrollado máquinas para la perforación de túneles en suelos blandos y rocosos. Se han construido máquinas para suelos no cohesivos, pero hasta ahora no han tenido mucho éxito. Las máquinas universales para terrenos mezclados, de roca y materiales blandos todavía no se han desarrollado hasta un grado satisfactorio.

Máquinas perforadoras en roca ■ Las máquinas de perforación en roca constan de una cabeza rotativa, ya sea sólida o con rayos, en la que se montan herramientas de corte adecuadas al tipo de roca. Las máquinas se montan en grandes armazones que transportan la maquinaria de operación y sus auxiliares, incluyendo una serie de gatos hidráulicos que ejercerán fuerte presión contra el frente de excavación. Los cortadores en forma de cincel sirven para roca blanda, los cortadores de disco para roca más dura por acción de cuña y cortadoras dentadas de rodillo con insertos de carburo y tungsteno cortan las rocas más duras. El límite superior para las herramientas actuales es la roca con una resistencia a la compresión de unas 35 000 psi, aunque algunos fabricantes pretenden haber tenido éxito con granitos de hasta 45 000 psi. Un factor crítico al evaluar la producción es la cantidad de tiempo dedicado a mantenimiento y reemplazo de las cuchillas y su costo.

Máquinas perforadas en terrenos blandos ■ Las máquinas perforadoras de túneles en terrenos blandos operan por lo general una cabeza cortadora rotativa montada en un escudo. En suelos muy firmes que no se demoronan, sin embargo, es más efectiva una del tipo retroexcavador. Cuando el frente necesita soporte, se utiliza una cabeza cortadora sólida en la que se montan escoplos o cuchillas de arrastre.

Un cierto número de máquinas perforadoras se han usado en túneles para alcantarillado de hasta 23 ft de diámetro en las arcillas duras del subsuelo de Chicago y Detroit. Estas máquinas tienen cabezas de corte con un centro ligeramente cónico, desde el que se extienden rayos hasta una llanta cilíndrica. Las cuchillas cortadoras se fijan en el centro y en los rayos. En arcilla muy firme las máquinas han trabajado sin escudo; de otra manera, trabajan dentro de un escudo convencional.

Terreno movedizo ■ Se han desarrollado máquinas para perforación de túneles en suelos blandos con el propósito de confinar la presión a un espacio pequeño entre la cara del túnel y un cabezal localizado atrás de la rueda de corte. Estas máquinas utilizan lodos a presión compuesto de bentonita o del material excavado para equilibrar la presión. Los sólidos se sendimentan fuera del sistema de recirculación de los lodos, y su volumen es cuidadosamente medido para determinar el avance de la maquinaria.

20.20 Túneles de tubo inmerso

Cuando las condiciones son apropiadas, los túneles de tubos inmersos constituyen la solución más económica para los cruces subacuáticos. Las secciones del túnel se construyen con longitudes apropiadas en astilleros o muelles de habilitación, en diques secos o en dársenas inundables improvisadas. Se remolcan hasta el sitio donde se ha dragado una zanja en el lecho del canal y se hunden en el posición requerida (Fig. 20.20).

Las condiciones del suelo deben permitir el dragado suficientemente profundo con pendientes razonables a media ladera y su mantenimiento hasta que se sumergen los tubos y se rellenan. Como existen límites para las distancias hasta donde se pueden flotar los tubos en las zanjas que se extienden más alla de la costa, se debe continuar el túnel por el método de excavación y cubierta, después de que los tubos extremos hayan sido rellenados.

La figura 20.21 muestra un túnel de dos carriles con una sección interior circular. Su elemento básico lo constituye un tubo circular de acero hecho con placas de 5/16 in, de 31 ft de diámetro y unos 300 ft de largo. Diafragmas exteriores de forma aproximadamente octagonal, espaciados unos 15 ft, y costillas longitudinales de soleras y secciones en T atiesan el casco. Se fijan placas de forma exteriores a los diafragmas y apoyadas por ménsulas angulares que se extienden desde los atiesadores del casco.

Los tubos se armaron en astilleros. Todas las soldaduras se probaron para asegurarse que eran herméticas, con un chorro de aire comprimido y solución de jabón. Antes de cerrar los extremos con tabiques estancos soldados se colocó el acero de refuerzo para el revestimiento interior de concreto. El concreto de la quilla en el espacio entre las placas de forma exteriores y el fondo del casco se coló antes de la botadura al agua. El revestimiento de concreto y la losa de la calzada se colaron mientras el tubo flotaba en el muelle de habilitación, bombeando el concreto a través de escotillas en la parte superior del casco dentro de las formas segmentales. Se regularon las secuencias de colado para controlar los incrementos de la presión del agua sobre la placa del casco y los momentos longitudinales de flexión. Las escotillas se cerraron con placas soldadas, y se coló de concreto el cabezal exterior; suficiente concreto se coló con una tolva hacia los bolsones laterales para reducir la obra muerta hasta cerca de 1 ft. El tubo estaba listo para su remolque. Una vez en el sitio se añadió concreto con la tolva o tubo a las bolsas laterales para hundir la sección.

La figura 20.22 muestra una combinación de dos de estas secciones cilíndricas para uno de los dos túneles de cuatro carriles del túnel Ft. McHenry bajo el muelle de Baltimore. Secciones similares fueron previamente utilizadas para el túnel del río Patapsco en Baltimore, Maryland y para el túnel del muelle de Hong Kong.

El túnel Posey en Alameda, California, se construyó como una sección circular de concreto armado sin casco de acero. Las secciones se construyeron en un dique seco. Se aplicó una impermeabilización de membrana múltiple en el exterior del tubo y se protegió con un revestimiento de madera. Los tubos se llevaron hasta su posición sobre pontones.

Se han utilizado secciones rectangulares de concreto para un cierto número de túneles de carretera de cuatro carriles (Fig. 20.23). Los tubos se dividen

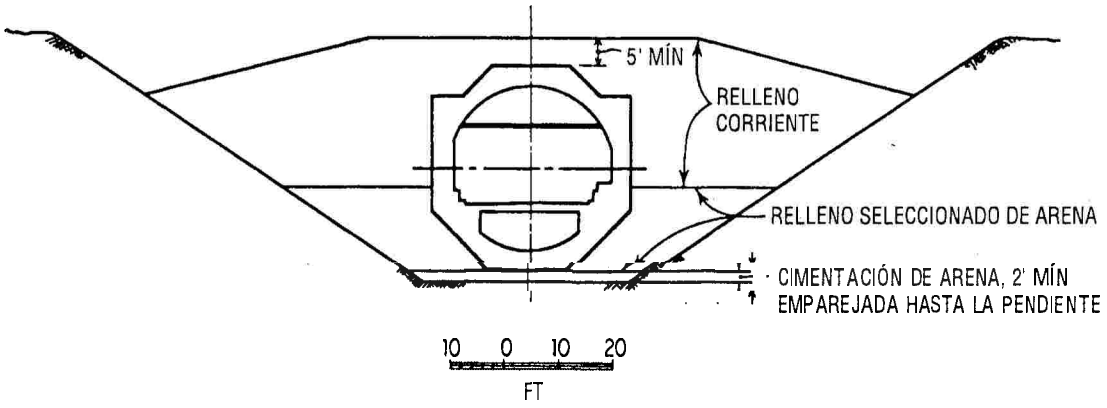


Figura 20.20 Los túneles del tipo de tubo embutido se colocan en una zanja que luego se rellena.

en dos compartimientos de dos carriles, con conductos de aire ya sea laterales o debajo de la calzada. Las secciones se construyeron en diques secos, se flotaron sobre pontones o se remolcaron hasta el sitio flotando libremente y luego se lastraron para hundirlos. En la mayor parte de los casos la hermeticidad se aseguró por medio de un cerco de placas soldadas de acero, protegido por una capa de concreto con un espesor de 4 a 6 in.

La figura 20.24 muestra la sección transversal de un túnel de ferrocarril de doble vía para tránsito rápido, bajo la bahía de San Francisco. El túnel comprende 57 secciones con una longitud total de 19 000 ft. Los espacios entre vías están separados por un conducto de extracción de aire y una galería de servicio. La sección consta de un casco exterior de acero de $\frac{3}{8}$ de in de espesor y un revestimiento exterior de concreto armado. El casco de acero protege contra severos esfuerzos sísmicos originados por ondas de cortante transversales y longitudinales. El casco se protege contra la corrosión con una capa de revestimiento y un sistema catódico de protección.

Existen dos sistemas básicos en uso para mantener los túneles en alineación y pendiente. En el

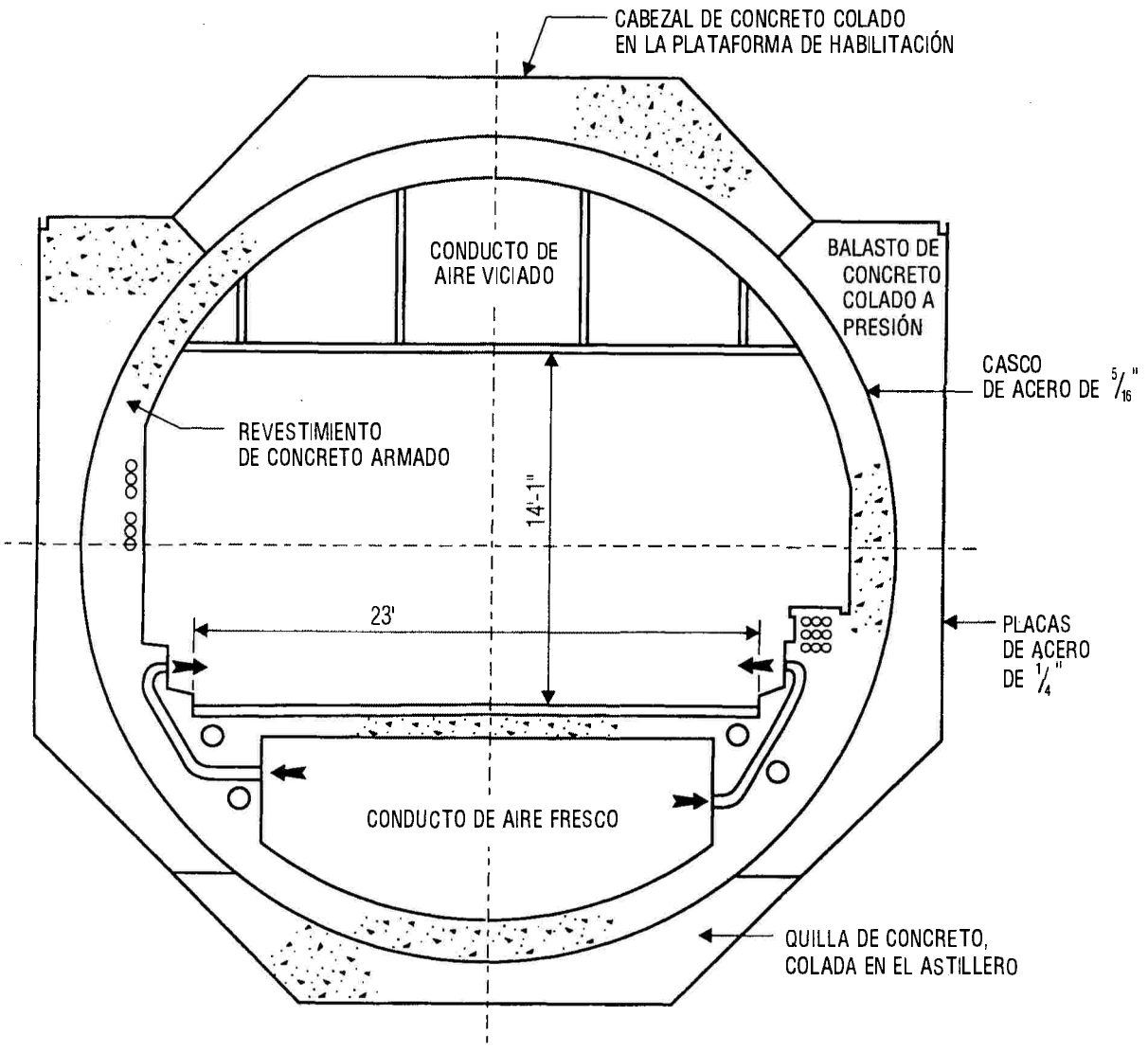


Figura 20.21 Túnel de tubo cilíndrico hundido. (Hampton Roads Tunnel.)

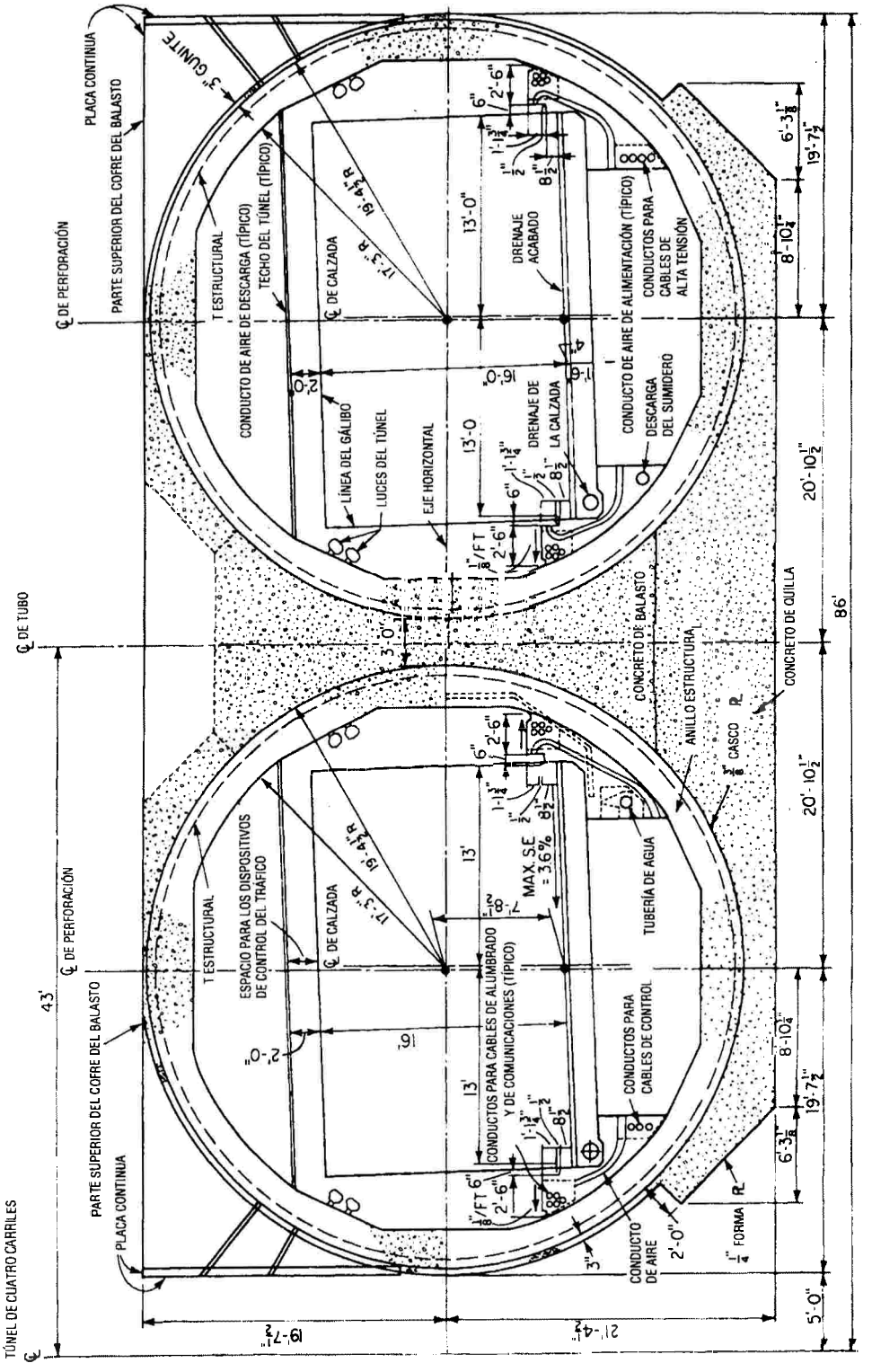


Figura 20.22 La mitad del túnel de tubo sumergido combina dos secciones cilíndricas (Ft. McHenry Tunnel).

primero (Fig. 20.20), se draga la zanja cuando menos 2 ft por debajo de la subrasante y se extiende una capa de cimentación de arena bien graduada y gravilla fina en el fondo. Esta capa se enrasa hasta la exacta elevación por medio de una pesada parrilla de vigas de acero. La parrilla se suspende de un carrito que rueda sobre rieles colocados paralelamente al nivel sobre un lanchón, formando el conjunto una armazón de enrase. Esta operación sirve también para compactar la capa de cimentación. Se puede alcanzar una exactitud en el nivel de ± 0.1 ft.

En el segundo método, también se draga la zanja 2 ft por debajo de la subrasante y el tubo se asienta sobre dos caballetes ligeros sostenidos por pilotes que se clavaron hasta el nivel correcto. A continuación se remueve la arena debajo de la sección con un chorro de agua. En especial hay un método efectivo para realizar esta operación inventada por la firma danesa Christiani & Nielson. Se inyecta una lechada de arena a través de una tobera móvil, y el exceso de agua se extrae con una bomba y otra tobera; el movimiento de rodamiento deposita la arena en una capa compacta.

En lugar de los caballetes de pilotes, las secciones se pueden apoyar temporalmente en gatos que llegan hasta la base de la sección. Los gatos se apoyan en bloques de concreto flojamente fijados a la parte inferior del tubo. Con el ajuste de los gatos se coloca la sección a su nivel exacto. A continuación se remueve la arena de la cimentación. El interior del tubo debe quedar accesible por medio de tubos verticales que sobresalen del nivel del agua.

El hundimiento de los tubos se regula por cabrestantes montados en pontones, o por grúas flotantes, de donde se suspenden. La alineación se controla por instrumentos instalados en puntos fijos, y dirigidos hacia miras montadas en torres temporales colocadas en los extremos de las secciones. Para los tubos de casco de acero se conectan las secciones con tramos cortos de casco que sobresalen más allá de los mamparos de los extremos. El espacio entre los extremos se cubre con planchas a manera de viseras que se extienden desde las mitades inferiores y superiores de la extensión del casco. Se insertan también planchas de formas en las guías de los bordes verticales de los mamparos. Como un sello preliminar, el espacio alrededor de las juntas se rellena con concreto. Se drena el interior de la junta y se sueldan placas de cierre a las costillas interiores de las extensiones del casco. Finalmente, se completa el revestimiento de concreto.

Se han utilizado gruesas empaquetaduras de hule como sellos preliminares. Las empaquetaduras se montan en un extremo de cada tubo. Los gatos jalan los tubos hasta que hagan contacto y obtener un sellado inicial. A continuación se drena la junta, activando la presión hidrostática total en el extremo opuesto del tubo. La presión comprime las empaquetaduras completamente, proporcionando un sello firme. Luego se pueden abrir los mamparos entre los tubos conectados y se completa la junta desde el interior.

Se rellena la zanja con arena bien graduada hasta de unos 10 ft de profundidad para fijar firmemente el tubo en su lugar. Se coloca relleno corriente sobre

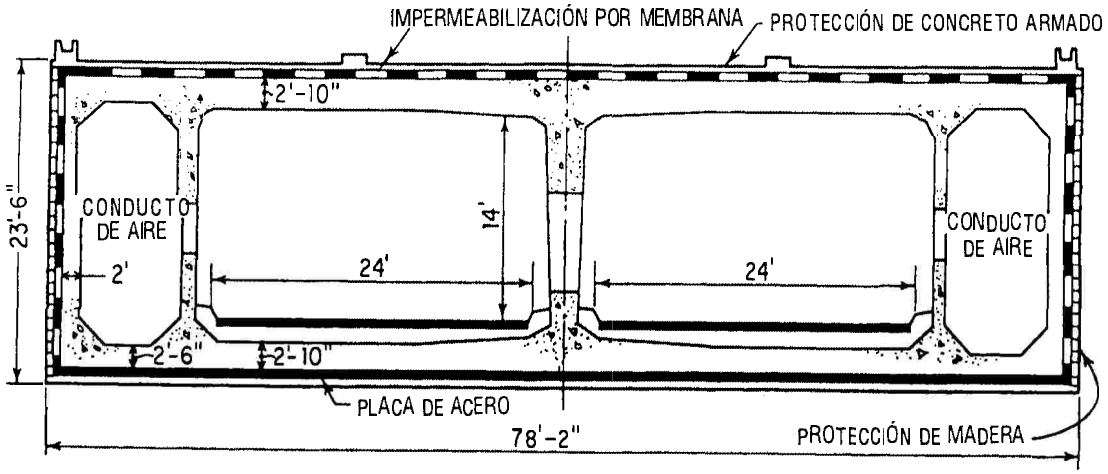


Figura 20.23 Túnel de sección de cajón hundida (Deas Island Tunnel).

la parte superior del túnel hasta una profundidad de no menos de 5 ft. Si cualquier parte del túnel sobresale del lecho natural, se deben construir diques a una distancia de no menos de 50 ft y una altura de 5 ft sobre el tubo. El espacio entre diques se debe rellenar y cubrir con un colchón de piedras para evitar el arrastre.

Las secciones de los tubos se diseñan como estructuras rígidas para la acción de las presiones hidrostáticas y del terreno sobre la parte de arriba y los lados, como sucede con los revestimientos del túnel (Sec. 20.18). Aunque la sección corriente de los tubos no se ajusta exactamente a un cilindro, el diseño como un cilindro se aproxima bastante, en especial porque el espesor del concreto se determina principalmente por el peso necesario para vencer la flotación. Las secciones rectangulares, sin embargo, se deben diseñar como armazones rígidos. El concreto presforzado pudiera ser ventajoso bajo ciertas condiciones, particularmente para las secciones de tipo cajón, pero su aplicación resulta limitada debido al peso de las secciones robustas requeridas.

20.21 Pozos

En las obras de construcción de túneles, los pozos sirven como punto de partida para la excavación en roca o en material firme, o con escudos. En túneles largos, como son los acueductos, se utilizan varios pozos para dividir la construcción en secciones más cortas en las que se pueda trabajar en forma simultánea. En los túneles para vehículos, especialmente en los túneles subacuáticos excavados con escudo, se utilizan los pozos como base para los edificios de ventilación. En la construcción de pozos, deben satisfacerse los reglamentos de la Occupational Safety and Health Administration (véanse las secciones 20.6, 20.8, 20.12 y 20.16).

Los pozos con madera son excavados y atirantados de la misma manera que los túneles con materiales de la misma naturaleza. Por lo general se colocan tablones de 5 a 6 ft de largo en el terreno y se arriostran a intervalos regulares por medio de estructuras de madera rectangulares. A continuación se excava el terreno hasta llegar a los extremos de las estacas y se instala una nueva armadura a este nivel.

Un pozo relativamente poco profundo se puede iniciar con mayores dimensiones, clavando verticalmente tablaestacas de 10 a 20 ft de largo en la parte de afuera del armazón de arriostramiento. Según avanza la excavación se instalan bastidores intermedios. En la parte inferior de hilera de tablaestacas entran los lados de la excavación, para dejar lugar a la siguiente hilera de tablaestacas verticales.

Para los pozos en roca se utiliza la madera para evitar que la roca suelta se desprenda de los muros. Cubre, por lo general, una distancia apreciable en torno a la excavación.

Las planchas de acero para el revestimiento, solas o en combinación con costillas horizontales, se pueden usar en terrenos blandos donde es posible

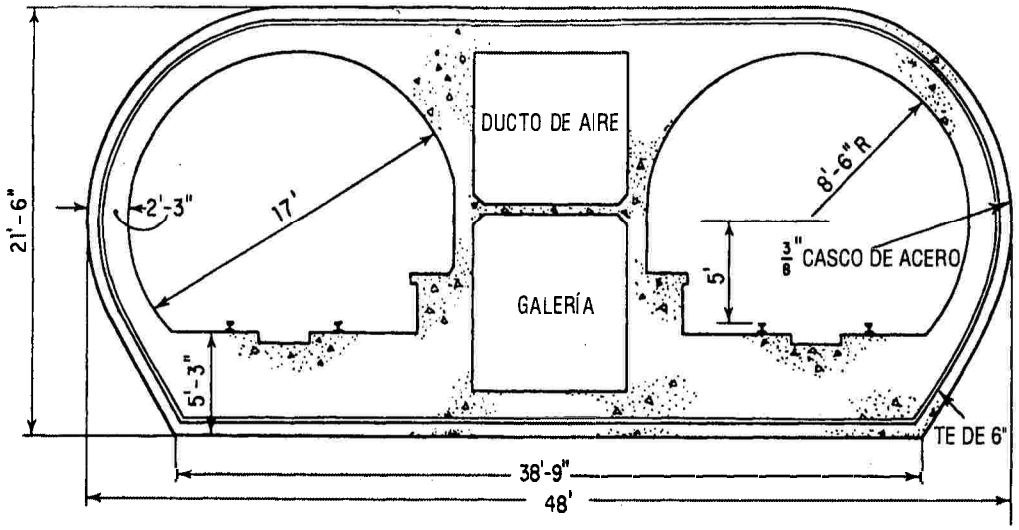


Figura 20.24 Tubo a través de la bahía; San Francisco Rapid Transit Tunnel System.

excavar en incrementos iguales al ancho de las planchas de revestimiento. En pozos rectangulares se pueden utilizar vigas H que se clavan verticalmente como pilotes, con revestimiento de madera o de acero, y arriostramiento horizontal. Los recintos de tablaestacas verticales, para pozos redondos o rectangulares, son apropiados para terrenos con agua.

Cuando las condiciones del terreno son malas y éste contiene agua, es posible construir los pozos con una campana neumática (un cajón hueco), usando el aire comprimido según se necesite para eliminar el agua. La gravedad hace bajar la campana según avanza la excavación. Como su peso es relativamente bajo, puede ser necesario lastrar la campana para que se hunda. La profundidad a la que puede hundirse una campana está limitada por el alto costo de la obra con aire comprimido, que es el resultado de los cortos periodos de trabajo que se permiten bajo altas presiones.

Los pozos con fondo abierto y muros fuertes, a menudo circulares o subdivididos en compartimientos, se pueden construir afuera sobre el terreno y hundirlos excavando la tierra por debajo de ellos. En suelos secos, se puede excavar directamente; si hay agua presente se pueden usar cucharones de almeja y chorros de agua de alta presión para flojar el terreno y sacarlo. Al llegar a la profundidad apropiada, se cierra el fondo del pozo con concreto conducido a presión.

Como método alternativo para la construcción de pozos, el terreno que contiene agua se puede congelar en un anillo circular alrededor de la localización del pozo y hacer la excavación en seco. Tuberías con un extremo cerrado se clavan verticalmente en el terreno alrededor de la periferia, y tuberías de menor diámetro, con los extremos abiertos, se insertan dentro de las primeras. Se hace circular un refrigerante, generalmente salmuera, a temperaturas de sólo –30°F, de las tuberías interconectadas a las de mayor diámetro y de aquí se regresa a la planta de refrigeración. Pueden requerirse varios meses para congelar sólidamente un anillo profundo. El pozo de ventilación del túnel bajo el río Scheldt en Amberes se construyó de este modo, y así se construyeron unos cuantos túneles de minas de Alemania y Francia.

(J. O. Bickel y T. R. Kuesel, Tunnel Engineering Handbook, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

21

M. Kent Loftin
Chief Civil Engineer
South Florida Water Management District
West Palm Beach, Florida

Ingeniería de recursos hidráulicos*

La ingeniería de recursos hidráulicos estudia la protección, aprovechamiento y eficiente administración de recursos hidráulicos con fines benéficos. Comprende la planeación, diseño y construcción de proyectos para el abasto de agua para uso doméstico, comercial, público e industrial; para la prevención de inundaciones, generación de energía hidroeléctrica, control de ríos y escurrimientos de agua, así como para la conservación de recursos hidráulicos, incluyendo la prevención de contaminación.

La ingeniería de recursos hidráulicos se relaciona básicamente con los manantiales, recolección y control de caudales, así como la transmisión, almacenamiento y distribución de aguas. Para una eficiente administración de estos aspectos, es necesario que los ingenieros de recursos hidráulicos conozcan de mecánica de fluidos, hidráulica de tuberías, alcantarillas y canales abiertos; hidrología, demanda de agua, requisitos de calidad y tratamiento; producción de agua de pozos, lagos, ríos y mares; transmisión y distribución de abastecimientos de agua; diseño de embalses y presas y producción de energía hidroeléctrica. Estos temas se estudian en las siguientes secciones.

21.1 Dimensiones y unidades

En la tabla 21.1 se presenta una lista de los símbolos y sus dimensiones utilizados en esta sección. En la tabla 21.2 se listan los factores de conversión para las cantidades de uso común, incluyendo sus equivalentes básicos en los sistemas inglés y métrico. Para más conversiones al sistema métrico (SI) de unidades, véase el apéndice.

Mecánica de fluidos

La mecánica de fluidos describe el comportamiento del agua en diversas condiciones estáticas y dinámicas. Esta teoría, en general, se ha desarrollado para un líquido ideal inelástico, sin fricción, cuyas partículas siguen trayectorias suaves de flujo. Dado que el agua sólo se aproxima a ese líquido ideal, se

*Revisado y actualizado de la Sec. 21, Ingeniería hidráulica, de Samuel B. Nelson, en la 3a. edición.

TABLA 21.1 Símbolos, dimensiones y unidades utilizados en ingeniería hidráulica

Símbolo	Denominación	Dimensiones	Unidades
A	Área	L^2	ft^2
C	Coeficiente de rugosidad de Chezy	$L^{1/2}/T$	$ft^{1/2}/s$
C_1	Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams	$L^{0.37}/T$	$ft^{0.37}/s$
d	Tirante	L	ft
d_c	Tirante crítico	L	ft
D	Diámetro	L	ft
E	Módulo de elasticidad	F/L^2	lb/in^2
F	Fuerza	F	lb
g	Aceleración debida a la gravedad	L/T^2	ft/s^2
H	Carga total, carga en vertedor	L	ft
h	Carga o altura	L	ft
h_f	Pérdida de carga debida a la fricción	L	ft
L	Longitud	L	ft
M	Masa	FT^2/L	$lb \cdot s^2/ft$
n	Coeficiente de rugosidad de Manning	$T/L^{1/3}$	$s/ft^{1/3}$
P	Perímetro, altura de vertedor	L	ft
P	Fuerza debida a la presión	F	lb
p	Presión	F/L^2	lb/ft^2
Q	Gasto	L^3/T	ft^3/s
q	Gasto unitario	$L^3/T \cdot L$	$ft^3/s \cdot ft$
r	Radio	L	ft
R	Radio hidráulico	L	ft
T	Tiempo	T	s
t	Tiempo, espesor	T, L	s, ft
V	Velocidad	L/T	ft/s
W	Peso	F	lb
w	Peso específico	F/L^3	lb/ft^3
y	Tirante de canales, distancia desde límite sólido	L	ft
Z	Altura sobre el nivel de referencia	L	ft
ϵ	Tamaño de la rugosidad	L	ft
μ	Viscosidad	FT/L^2	$lb \cdot s/ft$
ν	Viscosidad cinemática	L^2/T	ft^2/s
ρ	Densidad	FT^2/L^4	$lb \cdot s^2/ft^4$
σ	Tensión superficial	F/L	lb/ft
τ	Esfuerzo al corte	F/L^2	lb/in^2

Símbolos para cantidades sin dimensiones

Símbolo	Cantidad
C	Coeficiente de vertedor, coeficiente de descarga
C_c	Coeficiente de contracción
C_v	Coeficiente de velocidad
F	Número de Froude
f	Factor de fricción de Darcy-Weisbach
K	Coeficiente de pérdida de carga
R	Número de Reynolds
S	Pendiente de fricción-pendiente del gradiente de energía
S_c	Pendiente crítica
η	Eficiencia
Sp.gr.	Densidad específica

utilizan coeficientes y fórmulas empíricos para describir con más exactitud el comportamiento del agua. Estos empirismos tienen el propósito de compensar todos los factores olvidados y desconocidos.

No obstante, el relativo alto grado de dependencia en el empirismo no minimiza la importancia de una comprensión de la teoría básica. Dado que los problemas hidráulicos principales rara vez son idénticos a los experimentos de los cuales se obtuvieron los coeficientes empíricos, la aplicación de los fundamentos es, a menudo, el único medio disponible para el análisis y diseño.

21.2 Propiedades de los fluidos

El **peso específico** o **peso unitario** w se define como el peso por unidad de volumen. El peso específico del agua varía desde 62.42 lb/ft^3 a 32°F hasta 62.22 lb/ft^3 a 80°F, pero se suele tomar como 62.4 lb/ft^3 para la mayoría de los cálculos de ingeniería. El peso específico del agua de mar es de alrededor de 64.0 lb/ft^3.

La **densidad**, ρ, se define como la masa por unidad de volumen y es significativa en todos los problemas de flujo donde la aceleración es importante. Para obtenerla, el peso específico w se divide entre la aceleración de la gravedad g. La variación de g, según la latitud y la altitud, es lo bastante pequeña como para suponer que su valor es constante e igual a 32.2 ft/s^2 en los cálculos en hidráulica.

La **densidad relativa** o **gravedad específica** del agua es la razón entre su densidad a cierta temperatura y la del agua pura a 68.2°F (20°C).

El **módulo de elasticidad** E de un fluido se define como el cambio en la intensidad de la presión,

TABLA 21.2 Tabla de conversión para cantidades de uso común

Área	**Descarga**
1 acre = 43 560 ft^3	1 ft^3/s =449 gal/min = 646 000 gal/día
1 mi^2 = 640 acres	1 ft^3/s = 1.98 acre-ft/día = 724 acre-ft/año
Volumen	1 ft^3/s = 50 in de minero en Idaho, Kansas, Nebraska, New Mexico, North Dakota y South Dakota
1 ft^3 = 7.4805 gal	1 ft^3/s =40 in de minero en Arizona, California, Montana y Oregón
1 acre = 325 850 gal	1 MGD* = 3.07 acre-ft/día = 1120 acre-ft/año
1 MG = 3.0689 acre-ft	1 MGD* = 1.55 ft^3/s = 694 gal/min
Potencia	1 millón de acre-ft/año = 1380 ft^3/seg
1 hp = 550 ft-lb/s	
1 hp = 0.746 kW	
1 hp = 6535 kWh/año	
Peso del agua	**Presión**
1 ft^3 pesa 62.4 lb	1 lb/in^2 = 2.31 ft de agua
1 gal pesa 8.34 lb	= 51.7 mm de mercurio
	1 in de mercurio = 1.13 ft de agua
	1 ft de agua = 0.433 lb/in^2
	1 atm† = 29.9 in de mercurio = 14.7 lb/in^2

Conversiones al sistema métrico

Longitud:	1 ft = 0.3048 m
Superficie:	1 acre = 4 046.9 m^2
Volumen:	1 gal = 3.7854 litro
	1 m^3 = 264.17 gal
Peso:	1 lb = 0.4536 Kg

*Prefijo M indica 1 millón; por ejemplo, MG = millón de gal
† atm indica atmósfera

dividido entre el cambio correspondiente en volumen por unidad de volumen. Su valor para el agua es de alrededor de 300 000 psi y varía ligeramente con la temperatura. El módulo de elasticidad del agua es lo bastante grande para permitir la suposición de que es incompresible en todos los problemas de hidráulica, excepto los que se presenta el golpe de ariete (Sec. 21.13).

La **tensión superficial** y la **capilaridad** son el resultado de fuerzas moleculares en las moléculas de un líquido. La **tensión superficial** se debe a las fuerzas de cohesión entre las moléculas del líquido y puede verse como la película que se forma cuando una superficie líquida libre está en contacto con otro fluido. Se expresa como la fuerza en la superficie del líquido, normal a una línea de longitud unitaria trazada en la superficie. La tensión superficial disminuye cuando aumenta la temperatura y también depende del fluido con el cual esté en contacto la superficie del líquido. La tensión superficial del agua a 70°F en contacto con el aire es de 0.00498 lb/ft.

La **capilaridad** se debe tanto a las fuerzas de cohesión entre las moléculas del líquido como a las fuerzas de adhesión de las moléculas del mismo y aparece como la diferencia en elevaciones de la superficie del líquido entre el interior y el exterior de un tubo pequeño que tiene un extremo sumergido en el líquido. Dado que las fuerzas de adhesión de las moléculas de agua son mayores que las fuerzas de cohesión entre las moléculas de agua, el agua moja una superficie y asciende en un tubo pequeño, como se ilustra en la figura 21.1. La capilaridad suele expresarse como la altura de ese ascenso o elevación. En forma de ecuación

$$h = \frac{2\sigma \cos\theta}{(w_1 - w_2)r} \qquad (21.1)$$

donde h = elevación capilar, en ft

σ = tensión superficial, en lb/ft

w_1 y w_2 = pesos específicos de los fluidos debajo y encima del menisco, en lb/ft

θ = ángulo de contacto

r = radio del tubo capilar, en ft

La capilaridad, al igual que la tensión superficial, disminuye cuando aumenta la temperatura. No obstante, su variación por temperatura es pequeña e insignificante en la mayor parte de los problemas.

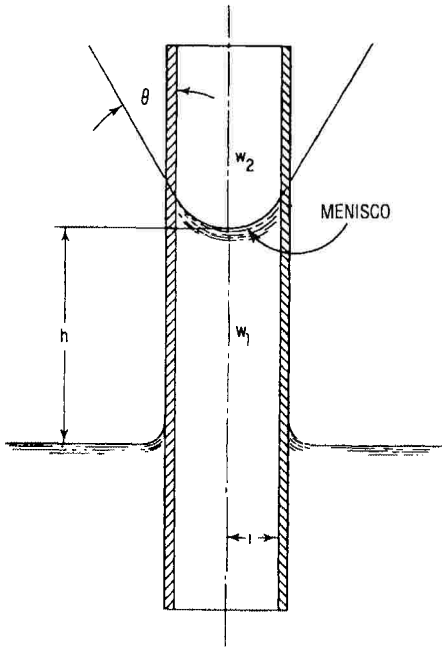


Figura 21.1 La acción capilar eleva el agua en un tubo de diámetro pequeño. El menisco o superficie del líquido es cóncavo hacia arriba.

La tensión superficial y la capilaridad, si bien insignificantes en muchos problemas de ingeniería hidráulica, son de importancia en otros, como la elevación capilar y las circulación de líquidos en espacios estrechos, la formación de aspersión de los chorros de agua, la interpretación de los resultados obtenidos en modelos a escala reducida y los daños del concreto por congelación.

La **presión atmosférica** es la presión debida al peso del aire sobre la superficie de la Tierra. Su valor al nivel del mar es de 2116 psf o 14.7 psi. La variación en la presión atmósferica con la altura sobre el nivel del mar hasta 10 000 ft se ilustra en la figura 21.2. La **presión manométrica**, psi, es la presión superior o inferior a la atmosférica. La **presión absoluta**, psia, es la presión total que incluye la presión atmósferica. Por tanto, al nivel del mar una presión manométrica de 10 psi equivale a 24.7 psia. La presión manométrica es positiva cuando es mayor que la atmosférica y negativa cuando es menor.

La **presión de vapor** es la presión parcial causada por la formación de vapor en la superficie libre de un líquido. Cuando el líquido está en un recipiente cerrado, la presión parcial debida a las mo-

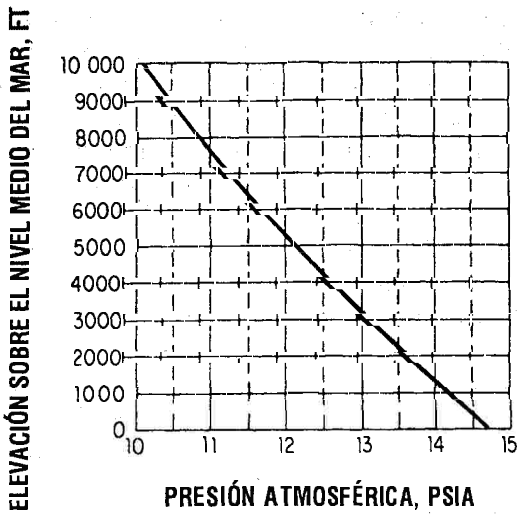


Figura 21.2 La presión atmosférica disminuye con la altura sobre el nivel del mar. Esta curva está basada en la atmósfera ICAO estándar.

léculas que abandonan la superficie va en aumento hasta que el número de moléculas que salen y vuelven a entrar al líquido es igual. La presión de vapor en esta condición de equilibrio se llama presión de saturación. La presión de vapor aumenta según sube la temperatura, como se ilustra en la figura 21.3.

La **cavitación** ocurre en los líquidos en circulación a presiones inferiores a la presión de vapor del líquido. La cavitación es un serio problema en el diseño de bombas y turbinas, porque ocasiona vibraciones mecánicas, picaduras y pérdidas de eficiencia por la destrucción gradual del impulsor. El fenómeno de la cavitación puede describirse como sigue:

Debido a las bajas presiones se vaporizan partes del líquido, con la subsecuente formación de cavidades de vapor. Cuando se conducen estas cavidades una corta distancia aguas abajo, aumentos abruptos en la presión las obligan a colapsarse o implosionar. La implosión e irrupción rápida de líquido producen regiones de presión muy alta que se extiende dentro de los poros del metal. (En el Fluid Mechanics Laboratory de la Universidad de Stanford, se han medido presiones hasta de 350 000 psi al colapsarse las cavidades de vapor.) Como estas cavidades de vapor se forman y colapsan con frecuencias muy altas, se produce debilitamiento del metal conforme se desarrolla la fatiga y aparecen las picaduras.

La cavitación puede evitarse al proyectar las bombas y las tubinas de modo que la presión en el líquido en todos los puntos sea siempre mayor que su presión de vapor.

La **viscosidad**, μ, de un fluido llamada tambien **coeficiente de viscosidad, viscosidad absoluta** o **viscosidad dinámica**, es una medida de su resistencia a fluir. Se expresa como la razón de los esfuerzos cortantes tangenciales entre las capas de flujo y la rapidez del cambio de la velocidad con la profundidad:

$$\mu = \frac{\tau}{dV/dy} \tag{21.2}$$

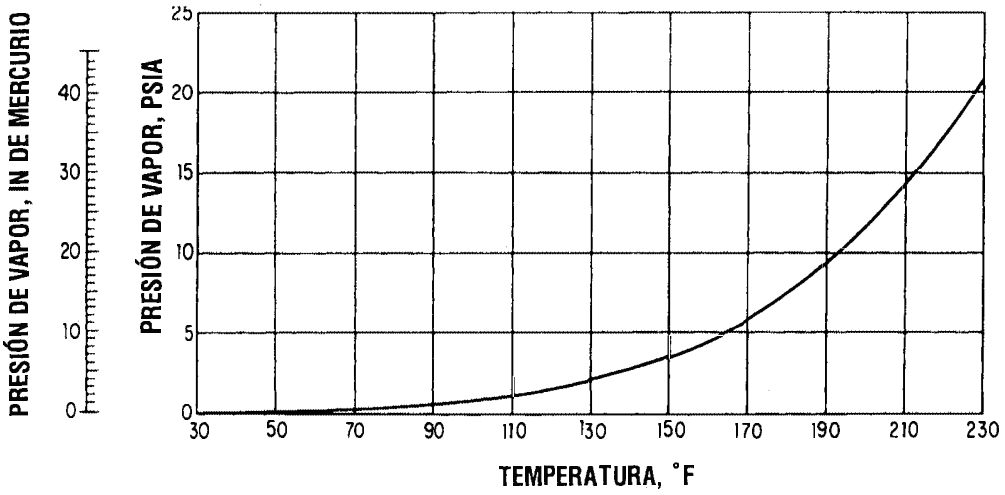


Figura 21.3 La presión de vapor del agua aumenta rápidamente con la temperatura.

donde τ = esfuerzo cortante, en lb/ft^2

V = velocidad, en ft/s

y = profundidad, en ft

La viscosidad disminuye conforme aumenta la temperatura, pero puede suponerse que es independiente de los cambios en la presión, en la mayoría de los problemas de ingeniería. El agua a 70°F tiene una viscosidad de 0.00002050 lb· s/ft^2.

La **viscosidad cinemática**, ν, se define como la viscosidad μ dividida entre la densidad ρ. Se denomina así porque sus unidades, en ft^2/s, son una combinación de unidades cinemáticas de longitud y tiempo. El agua a 70°F tiene una viscosidad cinemática de 0.00001059 ft^2/s.

En hidráulica, la viscosidad se utiliza para calcular el número de Reynolds (Sec. 21.8) y determinar si el flujo es laminar, en transición o completamente turbulento.

21.3 Presión de un fluido

La **presión o intensidad de presión**, p, es la fuerza por área unitaria que actúa sobre cualquier superficie real o imaginaria dentro de un fluido. La presión del fluido actúa normal a la superficie en todos los puntos. A cualquier profundidad, la presión actúa por igual en todas direcciones. Esto es el resultado de la incapacidad de un fluido para transmitir esfuerzo cortante cuando está en reposo. La presión de líquido y la presión de gas difieren en que la variación de la presión con la profundidad es lineal para un líquido y no lineal para un gas.

La **presión hidrostática** es la presión debida a la produndidad. Puede deducirse si se considera un prisma de agua, rectangular, sumergido de altura Δh, ft y área transversal A, ft^2, como se ilustra en la figura 21.4. Las fronteras del prisma son imaginarios. Como el prisma está en reposo, la suma de todas las fuerzas en direcciones vertical y horizontal debe ser de cero. Sea w el peso específico del líquido, en lb/ft^3. Entonces, las fuerzas que actúan en la dirección vertical son el peso del prisma $wA\ \Delta h$, la fuerza debida a la presión p_1, en psf, en la superficie superior y la fuerza debida a la presión p_2, en psf, en la superficie inferior. Al sumar estas fuerzas verticales y establecer el total igual a cero, se tiene

$$p_2A - wA\ \Delta h - p_1A = 0 \qquad (21.3a)$$

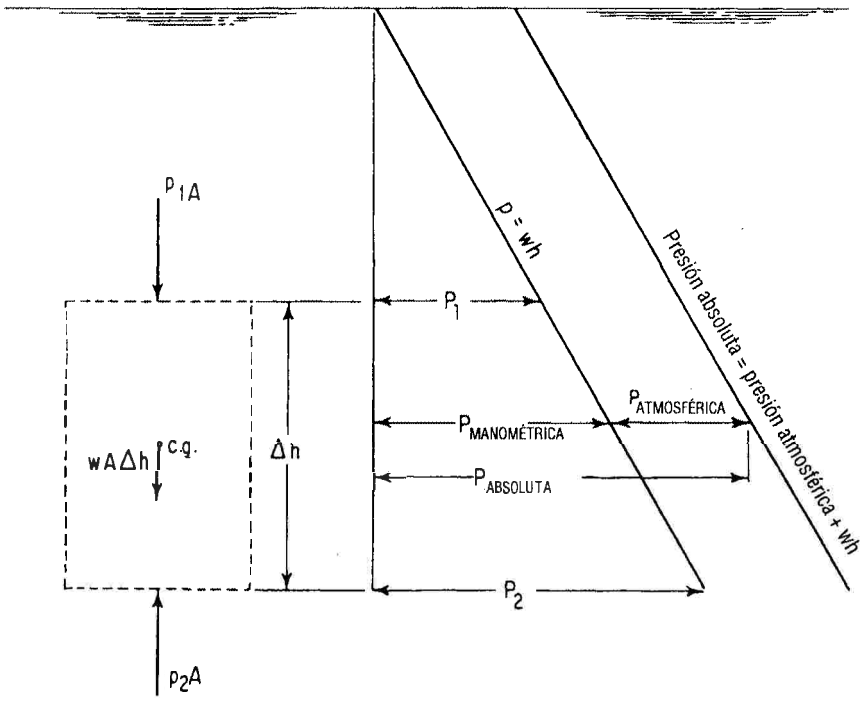


Figura 21.4 La presión hidrostática varía linealmente con la profundidad.

Al dividir la ecuación (21.3*a*) entre A se tiene

$$P_2 = w\,\Delta h + p_1 \qquad (21.3b)$$

Para el caso especial en el que la parte superior del prisma coincide con la superficie del agua, p_1 es la presión atmosférica. Dado que la mayoría de los problemas de hidráulica incluyen la presión manométrica, p_1 es cero (la presión manométrica es cero a la presión atmosférica). Si se considera que Δh sea h, la profundidad debajo de la superficie del agua, en ft, entonces p_2 es p, la presión, en psf, a la profundidad h. Entonces, la ecuación (21.3*b*) se vuelve

$$p = wh \qquad h = \frac{p}{w} \qquad (21.4)$$

La ecuación (21.4) da la profundidad h de agua de peso específico w necesaria para producir una presión manométrica p. Al sumar la presión atmosférica p_a a la ecuación (21.4) se obtiene la presión absoluta p_{ab} como se ilustra en la figura 21.4. Por tanto,

$$p_{ab} = wh + p_a \qquad (21.5)$$

21.3.1 Presión sobre superficies planas sumergidas

Es importante en el diseño de vertederos, presas, tanques y otras estructuras de control de agua. Para superficies horizontales, la determinación de la fuerza de presión es sencilla porque la presión es constante. Para determinar la fuerza de la presión sobre superficies inclinadas o verticales, han de aplicarse los conceptos del cálculo integral.

En la figura 21.5 se representa una superficie plana sumergida, de espesor despreciable, inclinada un ángulo θ con la horizontal. La fuerza resultante de presión P, en lb, que actúa sobre la superficie es igual que $\int p\,dA$. Dado que $p = wh$ y $h = y$ sen θ, en donde w es el peso específico del agua, en lb/ft^3,

$$P = w\int y \text{ sen } \theta\, dA \qquad (21.6)$$

La ecuación (21.6) puede simplificarse al establecer que $\int y\,dA = \bar{y}A$, en donde A es el área de la superficie sumergida, en ft^2, y $\bar{y}$ sen $\theta = \bar{h}$ la profundidad del centroide, en ft. Por tanto,

$$P = w\,\bar{h}A = p_{cg}A \qquad (21.7)$$

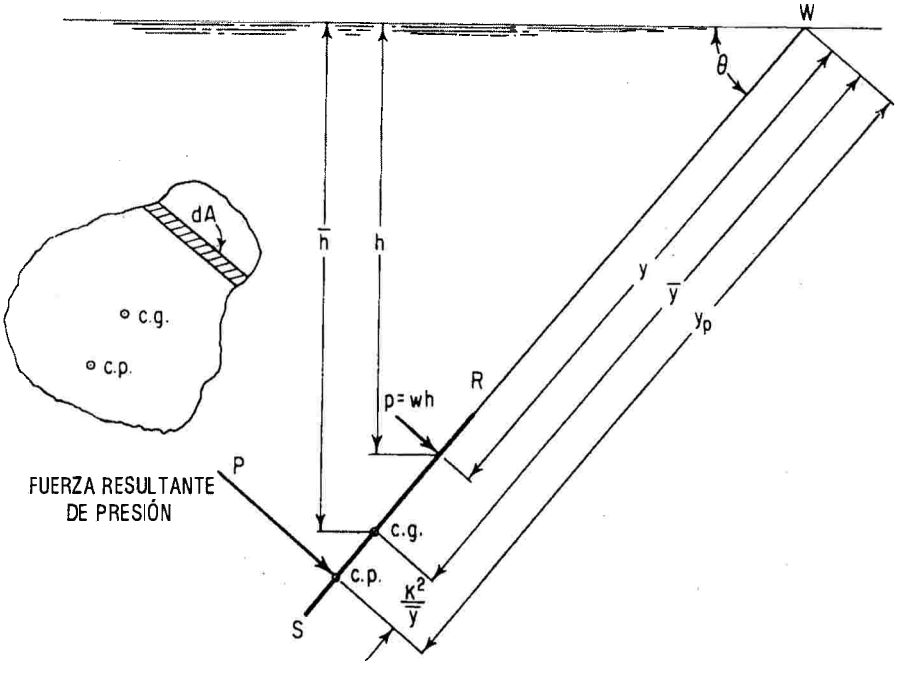


Figura 21.5 La presión total en una superficie plana sumergida depende de la presión en el centro de gravedad (c.g.), pero actúa en un punto (c.p.) que está debajo del c.g.

en donde p_{cg} es la presión en el centroide, en lb/ft^2.

El punto en la superficie sumergida, en el cual actúa la fuerza de presión resultante, se llama el **centro de presión**, *cp*. Está debajo del centro de gravedad porque la intensidad de la presión aumenta con la profundidad. La ubicación del centro de presión, representada por la longitud y_p, se calcula sumando los momentos de las fuerzas incrementales en torno a un eje en la superficie del agua que pasa por el punto *W* (Fig. 21.5). Por tanto, $Py_p = \int y\,dP$. Puesto que el $dP = wy$ sen $\theta\, dA$ y $P = w\int y$ sen θdA

$$y_p = \frac{\int y^2 dA}{\int y dA} \qquad (21.8)$$

La cantidad $\int y^2\, dA$ es el momento de inercia del área alrededor del eje que pasa por *W*. También es igual a $AK^2 + A\bar{y}^2$, en donde *K* es el radio de giro, en ft, de la superficie en torno a su eje centroidal. El denominador de la ecuación (21.8) es igual a $\bar{y}A$. Por tanto,

$$y_p = \bar{y} + \frac{K^2}{y} \qquad (21.9)$$

y $K^2/\bar{y}$ es la distancia entre el centroide y el centro depresión.

Los valores de K^2 para algunas formas comunes se dan en la figura 21.6 (véase también la figura 6.29). Para las áreas para las cuales no se conoce el radio de giro, y_p puede calcularse en forma directa con la ecuación (21.8).

La ubicación horizontal del centro de presión puede determinarse como sigue: se encuentra sobre el eje vertical de simetría para superficies simétricas alrededor de la vertical. Se encuentra en el lugar geométrico de los puntos medios de las líneas horizontales ubicadas sobre la superficie sumergida, si ese lugar geométrico es una línea recta. De otra forma, para encontrar la ubicación horizontal, se toman los momentos alrededor de un eje perpendicular al que pasa por *W* en la figura 21. 5 y que se encuentran en el plano de la superficie sumergida.

Ejemplo 21.1: Determínese la magnitud y el punto de acción de la fuerza de presión resultante contra una compuerta de desagüe de 5 ft^2, inclinada a un ángulo θ de 53.2° con la horizontal (Fig. 21.7).

Según la ecuación (21.7), la fuerza total $P = w\bar{h}A$, con

$$\bar{h} = [2.5 + \tfrac{1}{2}(5)] \text{ sen } 53.2° = 5.0 \times 0.8 = 4.0 \text{ ft}$$

$$A = 5 \times 5 = 25 \text{ ft}^2$$

Por tanto, $P = 62.4 \times 4 \times 25 = 6240$ lb. Según la ecuación (21.9), su punto de acción está a una distancia $y_p = \bar{y} + K^2/\bar{y}$ desde el punto *G* y $\bar{y} = 2.5 + \frac{1}{2}$ (5.0) = 5.0 ft. Además $K^2 = b^2/12 = 5^2/12 = 2.08$. Por tanto, $y_p = 5.0 + 2.08/5 = 5.0 + 0.42 = 5.42$ ft.

21.3.2 Presión sobre superficies curvas sumergidas

La fuerza resultante de presión sobre las superficies curvas sumergidas no puede calcularse con las ecuaciones desarrolladas para las fuerzas de presión sobre superficies planas sumergidas, a causa de las variaciones en dirección de la fuerza de presión. Sin embargo, la fuerza resultante de presión puede calcularse al determinar sus componen-

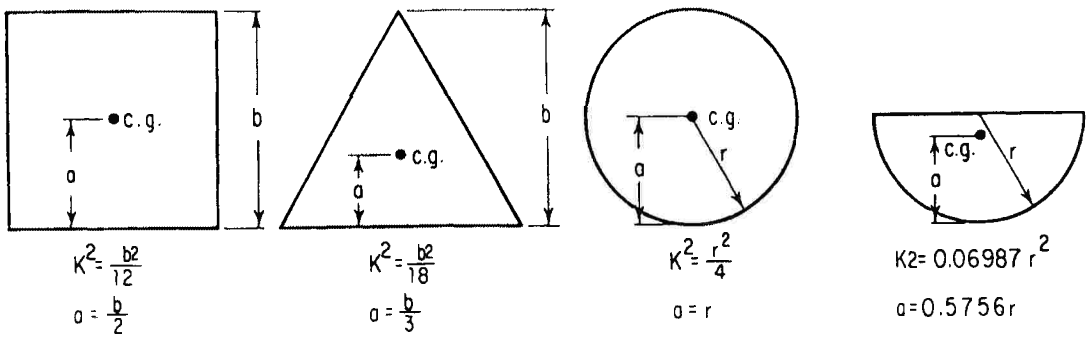


Figura 21.6 Radio de giro y ubicación del centro de gravedad (c.g.) de algunas formas comunes.

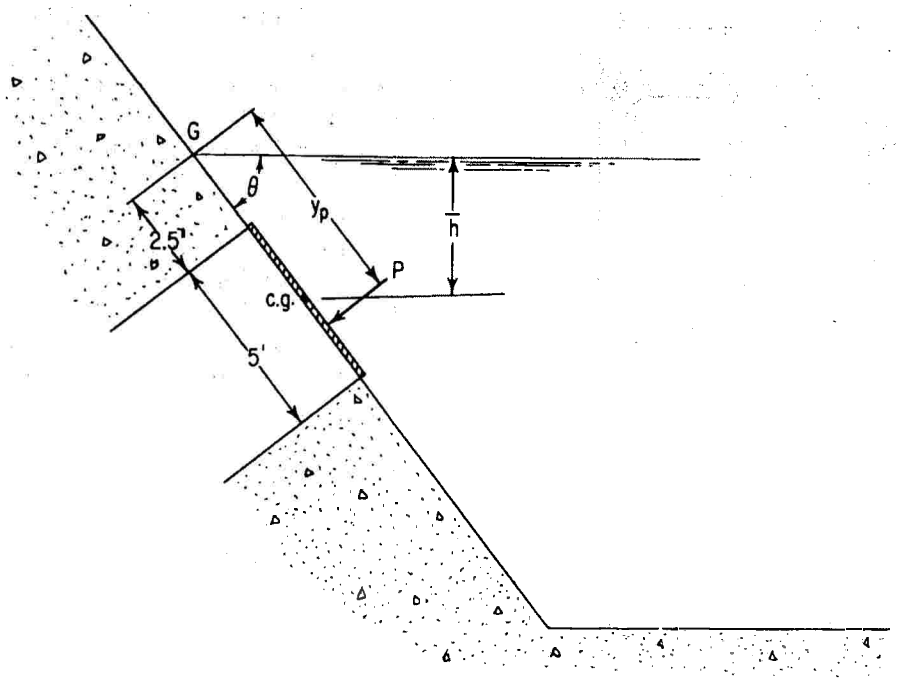


Figura 21.7 La compuerta de esclusa (sombreada) está sometida a presión hidrostática. (Véase el ejemplo 21.1.)

tes horizontal y vertical y combinándolas vectorialmente.

En la figura 21.8 se ilustra una configuración típica de la presión sobre una superficie curva sumergida. Considérese *ABC* como un prisma de un ft de espesor y analícese como un cuerpo libre, de acuerdo con los principios de la estática. Nótese que:

1. La componente horizontal P_H de la fuerza de presión resultante tiene una magnitud igual que la fuerza de presión sobre la proyección vertical *AC* de la superficie curva y actúa en el centroide del diagrama de presión *ACDE*.
2. La componente vertical P_V de la fuerza de presión resultante tiene una magnitud igual a la suma de la fuerza de presión sobre la proyección horizontal *AB* de la superficie curva y el peso del agua encima de *ABC*. La ubicación horizontal de la componente vertical se calcula al tomar los momentos de las dos fuerzas verticales en torno al punto *C*.

Cuando el agua debajo de la superficie curva, por ejemplo, en una compuerta radial (Fig. 21.9), la componente vertical P_V de la fuerza de presión

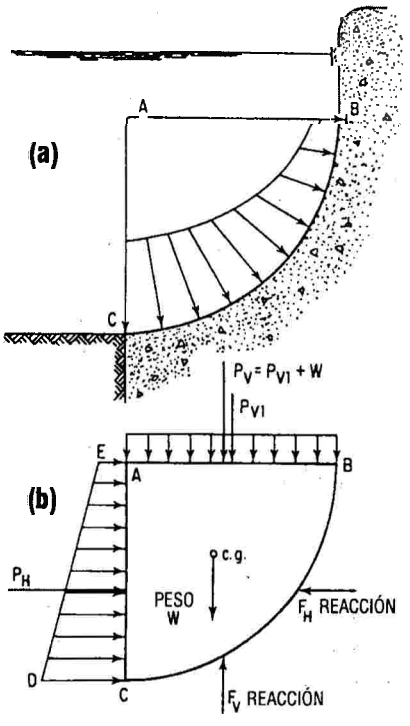


Figura 21.8 Presión hidrostática sobre una superficie curva sumergida. *a*) Variación de presión sobre la superficie. *b*) Diagrama de cuerpo libre.

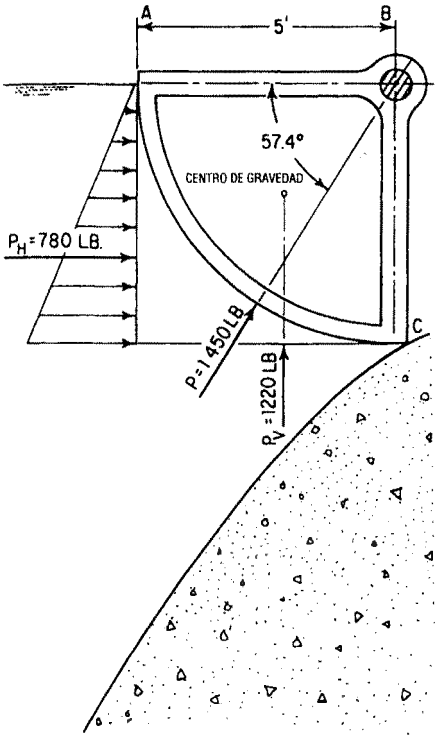


Figura 21.9 La compuerta radial (Taintor) tiene superficie curva sumergida sometida a presión. La componente vertical de la presión actúa hacia arriba. (Véase el ejemplo 21.2).

resultante tiene una magnitud igual al peso del volumen imaginario de agua vertical encima de la superficie. P_V actúa hacia arriba a través del centro de gravedad de este volumen imaginario.

Ejemplo 21.2: Calcúlense la magnitud y dirección de la presión resultante sobre una franja de 1 ft de ancho de la compuerta radial semicircular de la figura 21.9.

La magnitud de la componente horizontal P_H de la fuerza de presión resultante es igual a la fuerza de presión sobre la proyección vertical de la compuerta. De acuerdo con la ecuación (21.7), $P_H = \bar{w}\bar{h}A = 62.4 \times 2.5 \times 5 = 780$ lb.

La magnitud de la componente vertical de la fuerza de presión resultante es igual al peso del volumen imaginario de agua en el prisma ABC sobre la superficie curva. El volumen de este prisma es $\pi R^2/4 = 3.14 \times 25/4 = 19.6$ ft^3. Por tanto, el peso del agua es $19.6w = 19.6 \times 62.4 = 1220$ lb $= P_V$.

La magnitud de la fuerza de presión resultante es igual a

$$P = \sqrt{P_H^2 + P_V^2} = \sqrt{780^2 + 1220^2} = 1450 \text{ lb}$$

La tangente del ángulo que forma la fuerza de presión resultante con la horizontal = P_V/P_H = 1220/780 = 1.564. El ángulo correspondiente es 57.4°.

En este caso no se requieren las posiciones de las componentes horizontal y vertical de la fuerza de presión resultante para encontrar el punto de acción de la resultante, ya que su ángulo con la horizontal se conoce y, para una superficie de radio constante, la resultante debe actuar perpendicular a la superficie.

21.4 Cuerpos sumergidos y flotantes

Los principios de empuje hidrostático o ascendente controlan el comportamiento de los cuerpos sumergidos y flotantes y son importantes para determinar la estabilidad y el calado de las embarcaciones para carga.

El empuje hidrostático o ascendente que actúa sobre un cuerpo sumergido es igual al peso del volumen del líquido desplazado.

Un cuerpo flotante desplaza un volumen de líquido igual a su peso.

El empuje hidrostático o ascensional actúa en dirección vertical y pasa por el centro de carena, c.c., que se encuentra en el centro de gravedad del volumen del líquido desplazado.

Para que un cuerpo esté en equilibrio, ya sea flotando o sumergido, el centro de carena y el centro de gravedad deben estar sobre la misma línea vertical AB (Fig. 21.10*a*). La estabilidad de una embarcación, o sea su tendencia a no volcarse cuando está en una posición fuera de equilibrio, se indica por el *metacentro*. Es el punto en que una línea vertical que pasa por el centro de carena interseca la posición girada de la línea que pasa por los centros de gravedad y de carena para la condición de equilibrio $A'B'$ (Fig. 21.10*b*). La embarcación es estable sólo si el metacentro está encima del centro de gravedad, porque el momento resultante para esta condición tiende a enderezar la embarcación.

La distancia entre el metracentro de la embarcación y el centro de gravedad se llama *altura metacéntrica* y se designa con y_m en la figura 21.10*b*. Dada en ft por la ecuación (21.10), y_m es una medida del grado de estabilidad o inestabilidad de una embar-

cación, ya que las magnitudes de los momentos producidos en un balanceo son directamente proporcionales a esta distancia.

$$y_m = \frac{I}{V} \pm y_s \qquad (21.10)$$

donde I = momento de inercia de la sección transversal de la embarcación en la línea de flotación en torno al eje longitudinal a través de 0, en ft⁴

V = volumen de líquido desplazado, en ft³

y_s = distancia, en ft, entre los centros de carena y de gravedad cuando la embarcación está en equilibrio.

Se debe usar el signo negativo cuando el centro de gravedad está encima del centro de carena.

21.5 Manómetros

Un manómetro es un dispositivo para medir la presión. Consiste en un tubo que contiene una columna de uno o dos líquidos que equilibran la presión desconocida. La base para el cálculo de esta presión desconocida la proporciona la altura de la columna de líquido. Todos los problemas con los manómetros pueden resolverse con la ecuación (21.4), $p = wh$. Los manómetros indican h, la **carga hidráulica** o **altura de presión**, o la diferencia en la carga hidráulica.

La aplicación principal de los manómetros es la medición de presiones relativamente bajas, para las cuales los medidores de tipo aneroide y de Bourdon no tiene suficiente exactitud por sus limitaciones mecánicas inherentes. No obstante, los manómetros también pueden utilizarse para mediciones precisas de presiones altas, si se disponen varios manómetros de tubo en U en serie (Fig. 21.11c). Los manómetros se utilizan para aplicaciones estáticas y de flujo aunque la segunda es la más común.

Se utilizan tres tipos básicos, que se ilustran en la figura 21.11: piezómetro, manómetro de tubo en U y manómetro diferencial. A continuación se da una breve descripción de los tipos básicos.

El piezómetro (Fig. 21.11*a*) consiste en un tubo con un extremo conectado al ras con la pared del recipiente en el cual se va a medir la presión y el otro extremo abierto a la atmósfera. El único líquido que contiene es aquel para el que se mide la presión (el **líquido medido**). El piezómetro es un medidor sensible, pero está limitado a la medición de presiones relativamente pequeñas, por lo general columnas de agua de 5 ft o menos. Presiones más grandes crearían una columna de líquido de altura impráctica.

Ejemplo 21.3: La presión manométrica p_c en el tubo de la figura 21.11*a* es 2.17 psi. El líquido es agua con $w = 62.4$ lb/ft³. ¿Cuál es el valor de h_m?

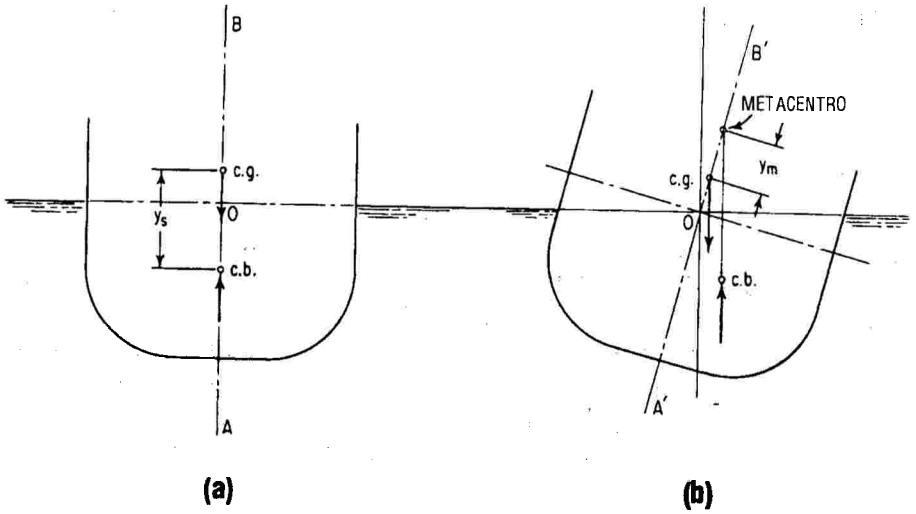


Figura 21.10 La estabilidad de una embarcación depende de la ubicación de su metacentro en relación con su centro de gravedad (c.g.).

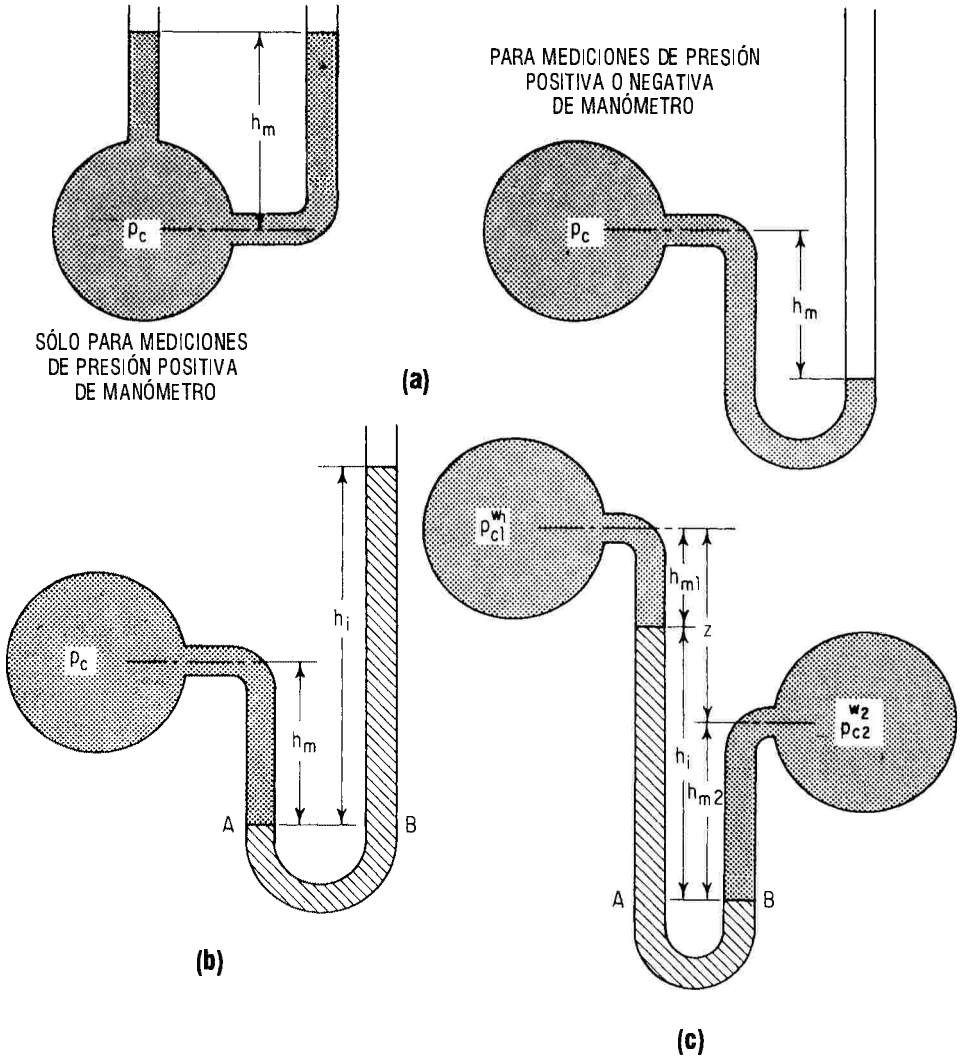


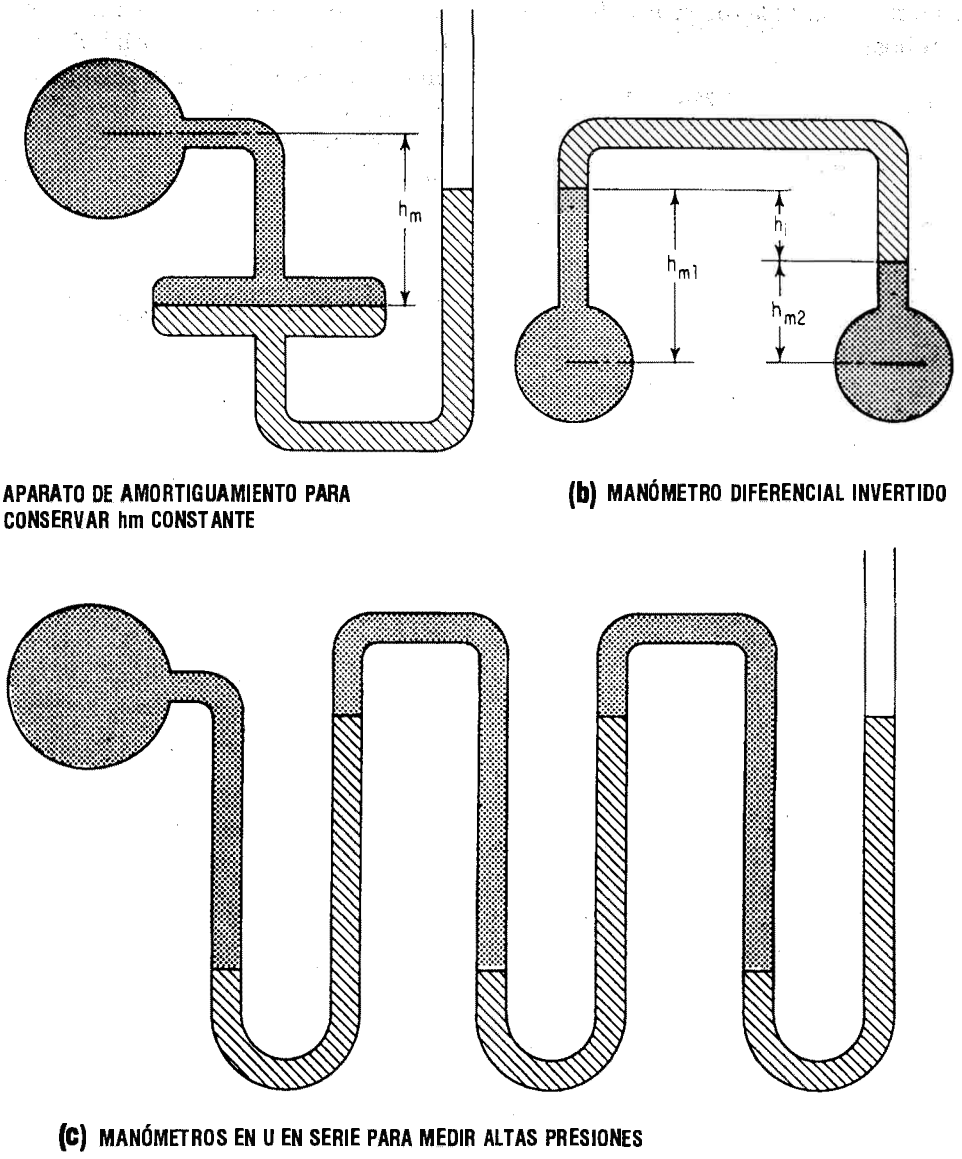
Figura 21.11 Tipos básicos de manómetros. *a*) Piezómetros; *b*) manómetros de tubo en U; *c*) manómetro diferencial.

$$h_m = \frac{p_c}{w} = \frac{2.17 \times 144}{62.4} = 5.0 \text{ ft}$$

Para presiones mayores de 5 ft de agua, se utilizan el **manómetro de tubo en U** (Fig. 21.11*b*). Es similar al piezómetro, excepto que contiene un **líquido indicador** de una densidad relativa normalmente mucho mayor que la del líquido. Los otros criterios son que el líquido indicador debe tener un buen menisco y ser inmiscible con el líquido medido.

El manómetro de tubo en U se utiliza cuando las presiones son demasiado altas o demasiado bajas para usar el piezómetro. Las presiones altas pueden medirse con manómetros de tubo en U colocados en serie (Fig. 21.12*c*). Las presiones muy bajas, incluso las presiones negativas, pueden medirse si el fondo del tubo U se extiende por debajo de la línea del centro del recipiente de líquido medido. El uso más común del manómetro de tubo en U es la medición de presión de agua fluyendo. En esta aplicación, el líquido indicador suele ser el mercurio.

Una escala movible, en vez de una escala fija, facilita las lecturas del manómetro de tubo en U. La escala se coloca entre las dos ramas verticales y se mueve para ajustar la variación en la distancia h_m desde la línea de centro del recipiente de presión hasta el líquido indicador. Este ajuste del cero per-



(a) APARATO DE AMORTIGUAMIENTO PARA CONSERVAR hm CONSTANTE

(b) MANÓMETRO DIFERENCIAL INVERTIDO

(c) MANÓMETROS EN U EN SERIE PARA MEDIR ALTAS PRESIONES

Figura 21.12 Los manómetros pueden contener un depósito como en: *a*) para amortiguar las perturbaciones en el flujo. *b*) U invertida, para medir presiones con líquidos de baja densidad específica; *c*) en serie, para medir altas presiones.

mite la lectura directa de las alturas h_i y h_m de las columnas de líquido. La escala puede calibrarse en cualquier unidad conveniente, como ft de agua o psi.

El manómetro diferencial (Fig. 21.11*c*) es idéntico al manómetro de tubo en U, pero mide la diferencia en presión entre dos puntos. (No indica la presión en ninguno de los puntos.) El manómetro diferencial puede ser de configuración normal de tubo en U o de configuración de tubo en U invertido, según las densidades específicas de los líquidos indicador y medido. La configuración de tubo en U invertido (Fig. 21.12*b*) se utiliza cuando el líquido indicador tiene menor densidad específica que el líquido medido.

Ejemplo 21.4: Un manómetro diferencial se utiliza (Fig. 21.11*c*) para medir la diferencia en presión entre dos tubos con agua. El líquido indicador es mercurio (densidad relativa= 13.6), h_i, es 2.25 ft, h_{m1}

es 9 in y z es 1.0 ft. ¿Cuál es la diferencia de presión entre los dos tubos?

$$h_{m2} = h_i + h_{m1} - z = 2.25 + 0.75 - 1.0 = 2.0 \text{ ft}$$

La presión en *B*, en psf, es

$$P_B = P_{c2} + w_2 h_{m2} = p_{c2} + 62.4 \times 2.0 = p_{c2} + 125$$

La presión en *A*, en psf, es

$$\begin{aligned} P_A &= p_{c1} + w_1 h_{m1} + w_i h_i \\ &= p_{c1} + 62.4 \times 0.75 + 13.6 \times 62.4 \times 2.25 \\ &= p_{c1} + 1957 \end{aligned}$$

Puesto que la presión en *A* debe ser igual que en *B*,

$$p_{c2} + 125 = p_{c1} + 1957$$

Por tanto, el diferencial de presión entre los tubos es

$$p_{c2} - p_{c1} = 1832 \text{ psf} = 12.7 \text{ psi}$$

Cuando se miden pequeñas diferencias de presión en agua, si la densidad relativa del líquido indicador es entre 1.0 y 2.0 y los puntos en los cuales se miden la presión están al mismo nivel, la diferencia real en presión, expresada en ft de agua, es amplificada por el manómetro diferencial. Por ejemplo, si la diferencia real en presión es 0.50 ft de agua y el líquido indicador tiene una densidad relativa de 1.40, la amplificación será de 2.5, es decir, la altura de la columna h_i de líquido será 1.25 ft de agua. Cuanto más semejantes sean las densidades relativas de los líquidos indicador y medido, mayores serán la amplificación y la sensibilidad. Esto sólo es válido hasta una amplificación de alrededor de 5. Por arriba de 5, el incremento en la sensibilidad puede ser engañoso, porque el menisco entre los dos líquidos queda no muy bien definido y de movimiento torpe.

Hay muchos factores que afectan la exactitud de los manómetros. No obstante, la mayoría de ellos puede pasarse por alto en muchas aplicaciones de hidráulica ya que sólo son significativos en la lecturas precisas de los manómetros, como la necesaria en un laboratorio. Sin embargo, hay un factor que sí es significativo: es la existencia de oleadas en el manómetro ocasionados por las pulsaciones y perturbaciones en el flujo como resultado de la turbulencia. A causa de esto es difícil la lectura del manómetro; pueden reducirse o eliminarse instalando una sección o depósito, de diámetro grande, en el manómetro como se ilustra en la figura 21.2*a*. Este depósito actúa para amortiguar las pulsaciones y mantener esencialmente constante la distancia desde la línea de centro del tubo hasta el líquido indicador.

21.6 Fundamentos de flujo de fluidos

Para la energía de los fluidos, la ley de la conservación de energía se representa con la **ecuación de Bernoulli:**

$$Z_1 + \frac{p_1}{w} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{w} + \frac{V_2^2}{2g} \qquad (21.11)$$

donde Z_1 = elevación, en ft, en cualquier punto 1 de un fluido en movimiento por encima de un plano de referencia arbitraria

Z_2 = elevación, en ft, en un punto aguas abajo del fluido por arriba de la misma línea de referencia

p_1 = presión en 1, en psf

p_2 = presión en 2, en psf

w = peso específico del fluido, en lb/ft^3

V_1 = velocidad del fluido en 1, en ft/s

V_2 = velocidad del fluido en 2, en ft/s

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

El lado izquierdo de la ecuación suma la energía total por peso unitario de fluido en 1 y el lado derecho, la energía total por peso unitario en 2. La ecuación (21.11) sólo se aplica a un fluido ideal. Su uso en la práctica requiere un término para tomar en cuenta la disminución en la carga hidráulica total, en ft, por la fricción. Cuando se agrega este término, h_f, al lado de aguas abajo de la ecuación (21.11), se llega a la forma de uso más frecuente de la ecuación de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{p_1}{w} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{w} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \qquad (21.12)$$

La energía contenida en un volumen elemental de fluido, por tanto, es una función de su elevación, velocidad y presión (Fig. 21.13). La energía por elevación es la energía potencial y es igual que WZ_a, en donde W es el peso, en lb, del fluido en el volumen elemental y Z_a es su elevación, en ft, sobre un plano de referencia arbitrario. La energía por la velocidad es la energía cinética. Es igual a $WV_a^2/2g$, en donde V_a es la velocidad, en ft/s. La energía de la presión es igual a Wp_a/w, en donde p_a es presión, en psi, y w el peso específico del fluido, en lb/ft^3. La energía total, en el volumen elemental de fluido es

$$E = W Z_a + \frac{W p_a}{w} + \frac{W V_a^2}{2g} \qquad (21.13)$$

Al dividir ambos lados de la ecuación entre W, se obtiene la energía por peso unitario del líquido o **carga hidráulica total**, en ft:

$$H = Z_a + \frac{p_a}{w} + \frac{V_a^2}{2g} \qquad (21.14)$$

p_a/w se llama **carga hidráulica de presión:** $V_a^2/2g$, **carga hidráulica de velocidad.**

Como se indica en la figura 21.13, $Z + p/w$ es constante para cualquier punto en una sección transversal y normal al flujo a lo largo de un tubo o canal. No obstante, la energía cinética en la sección, varía según la velocidad. Por lo general, se suponen $Z + p/w$ en el punto medio y la velocida d promedio en una sección cuando se aplica la ecuación de Bernoulli al flujo por la sección o cuando se va a determinar la carga total. La **velocidad promedio,**

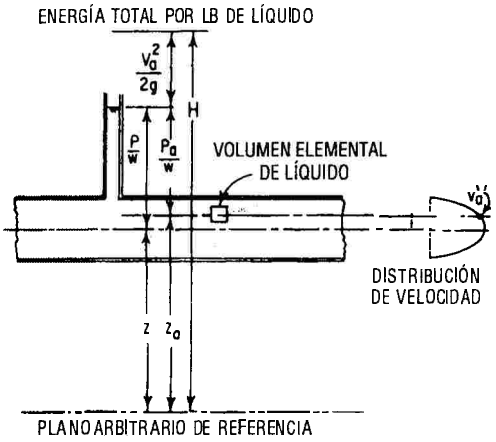


Figura 21.13 La energía en un líquido depende de la elevación, velocidad y presión.

en ft/s = Q/A, en donde Q es la cantidad de flujo, también llamado gasto, en ft^3/s, a través del área A, en ft^2, de la sección.

Ejemplo 21.5: Determínese la pérdida de energía entre los puntos 1 y 2 en el tubo de 24 in de diámetro de la figura 21.14. El tubo conduce un gasto de 31.4 ft^3/s de agua.

Velocidad promedio en el tubo= Q/A = 31.4/3.14 = 10 ft/s. Selecciónese el punto 1 lo bastante alejado de la salida del depósito, de modo que pueda suponerse que V_1 es 0. Dado que el plano de referencia pasa por punto 2, $Z_2 = 0$. Además, como el tubo tiene descarga libre, $p_2 = 0$. Por tanto, al sustituir en la ecuación (21.12), se tiene

$$30 + 20 + 0 = 0 + 0 + \frac{10^2}{64.4} + h_f$$

en donde h_f es la pérdida por fricción, en ft. Por tanto, h_f= 50−1.55 = 48.45 ft.

Se ve que, en este ejemplo, h_f incluye pérdidas menores debidas a la entrada al tubo, válvula de compuerta y codos.

La ecuación de Bernoulli y la variación de la presión, pueden representarse en forma gráfica por medio de líneas de energía y piezométricas (Fig. 21.15). La *línea del gradiente de energía*, llamada también línea de carga total, muestra la disminución en la energía total por peso unitario H en la dirección del flujo. La pendiente de dicha línea se llama **gradiente de energía** o pendiente de fricción. La **línea piezométrica (líneas de alturas piezométricas)** se encuentra a una distancia $V^2/2g$ debajo del gradiente de energía y muestra la variación de la velocidad o presión en la dirección del flujo. La pendiente de la línea piezométrica se llama **gradiente hidráulico.** En el flujo en un canal, la línea piezométrica coincide con la superficie del agua, mientras que en un flujo a presión, representa la altura a la cual subiría el agua en un piezómetro (véase también la sección 21.9, el ejemplo 21.7).

La **cantidad de movimiento (momentum)** es un concepto fundamental que debe tenerse en consideración en el proyecto de todas las obras hidráulicas que incluyen flujo. Un cambio en la cantidad de movimiento que puede ser el resultado de un cambio en la velocidad, dirección o magnitud del flujo, es igual al impulso, esto es, la fuerza F que actúa sobre el fluido multiplicada por el intervalo dt durante el cual actúa. Al dividir el cambio total en la

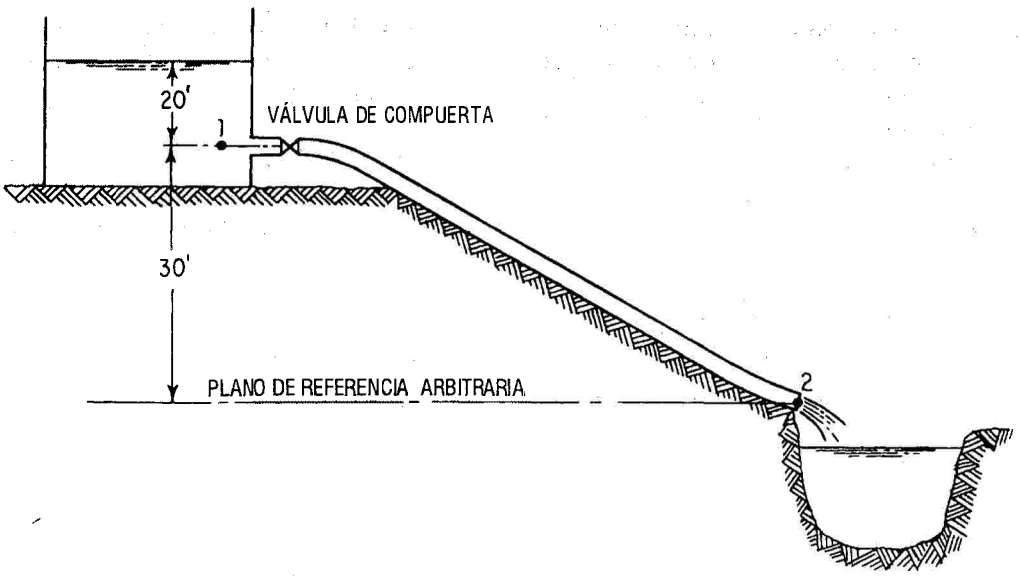


Figura 21.14 Flujo desde un depósito elevado; aplicación de la ecuación de Bernoulli. (Véase el ejemplo 21.5.)

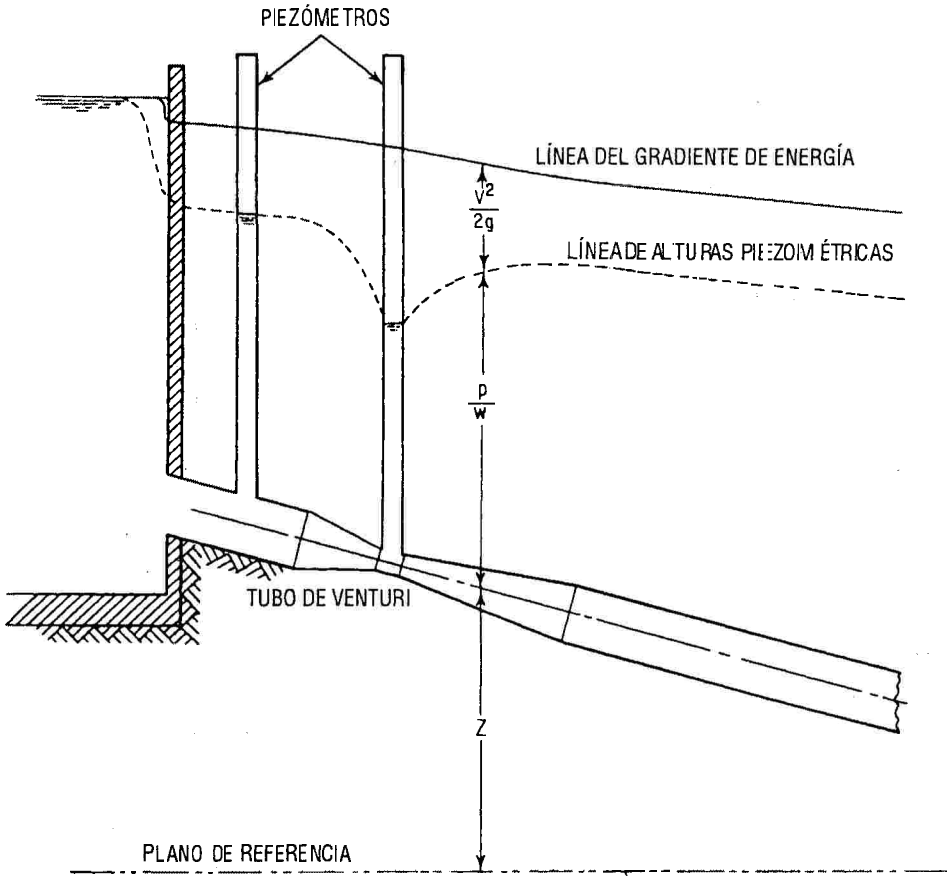


Figura 21.15 El gradiente de energía y la línea piezométrica indican variaciones en la energía y en la carga de presión, respectivamente, en un líquido cuando éste circula a lo largo de un tubo o canal.

cantidad de movimiento entre el intervalo en el cual ocurre el cambio, se obtiene la ecuación de la cantidad de movimiento o ecuación impulso-cantidad de movimiento.

$$F_x = \rho Q\, \Delta V_x \qquad (21.15)$$

donde F_x = suma de todas las fuerzas en la dirección X por unidad de tiempo que ocasiona un cambio en la cantidad de movimiento en la dirección X, en lb

ρ = densidad del fluido, en $\text{lb} \cdot \text{s}^2/\text{ft}^4$ (peso específico dividido entre g)

Q = gasto, en ft^3/s

ΔV_x = cambio en velocidad en la dirección X, en ft /s

Pueden escribirse ecuaciones similares para las direcciones Y y Z. La ecuación de la cantidad de movimiento-impulso; a menudo, se utiliza junto con la ecuación de Bernoulli [Ec. (21.11) o (21.12)] pero puede usarse por separado.

Ejemplo 21.6: Calcúlese la fuerza resultante en el codo reductor de la figura 21.16. La línea del eje del tubo está en un plano horizontal. El codo reduce de 48 a 16 in de diámetro. La presión en el lado de aguas arriba del codo reductor (punto 1) es 100 psi y el gasto es 100 ft^3/s. (Despréciese la pérdida por fricción en el codo.)

Para encontrar la velocidad en los puntos 1 y 2, se divide $Q = 100\ \text{ft}^3/\text{s}$ entre las respectivas áreas: $V_1 = 100 \times 4/4^2\pi = 7.96$ ft/s y $V_2 = 100 \times 4/1.33^2\pi = 71.5$ ft/s.

Conocida p_1, la ecuación de Bernoulli para el gasto en el codo es:

$$0 + 100 \times \frac{144}{62.4} + \frac{7.96^2}{2 \times 32.2} = 0 + \frac{p_2}{62.4} + \frac{71.5^2}{2 \times 32.2}$$

La solución de la ecuación da la presión en 2:

$$p_2 = 9500\ \text{lb/ft}^2$$

La fuerza total de presión en 1 es $P_1 = p_1 A_1 = 181\,000$ lb y en 2, $P_2 = p_2 A_2 = 13\,200$ lb.

Sea R la fuerza, en lb, ejercida por el tubo sobre el fluido (igual y opuesta en sentido a la fuerza contra el tubo, que se va a determinar.) Entonces la fuerza F que cambia la cantidad de movimiento del fluido es igual a la suma vectorial $P_1 - P_2 + R$. Para encontrar F, se aplica la ecuación (21.15), primero en la dirección X y después en la dirección Y y se determina la resultante de las fuerzas:

En la dirección X, puesto que $\Delta V_x = -(7.96 \text{ sen } 53.2° - 71.5) = 65.1$ y la densidad $\rho = 62.4/32.2 = 1.94$

$$F_x = 181\,000 \cos 53.2° - 13\,200 + R_x$$

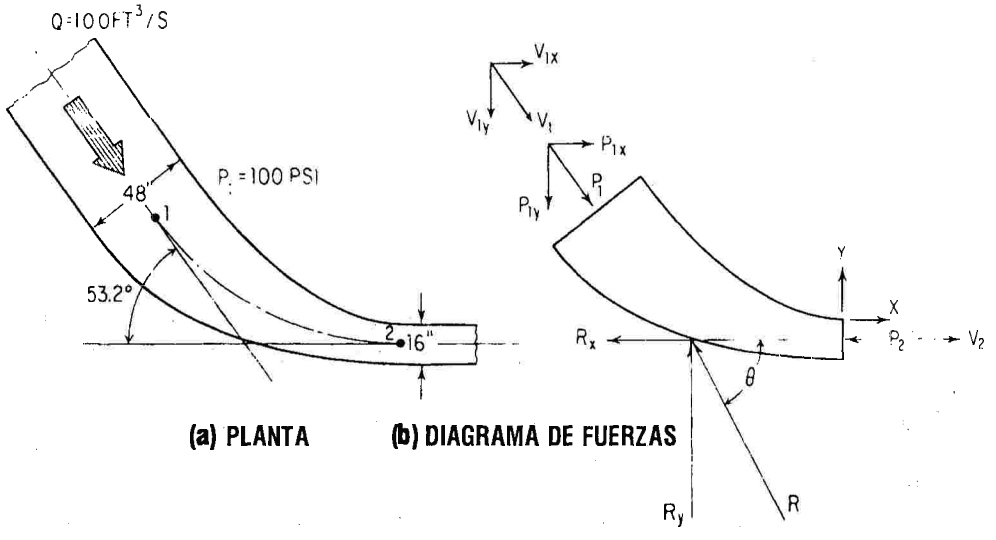


Figura 21.16 El flujo induce fuerzas en un tubo en las curvas y en los cambios en la medida de la sección; aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento. (Véase el ejemplo 21.6.)

$$= 1.94 \times 100 \times 65.1$$

$$R_x = -82\ 600 \text{ lb}$$

En la dirección Y dado que $\Delta V_y = -(-7.96 \cos 53.2° - 0) = 4.78$,

$$F_y = -181\ 000 \text{ sen } 53.2° + R_y = 1.94 \times 100 \times 4.78$$

$$R_y = 145\ 700 \text{ lb}$$

La resultante $R = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = 167\ 500$ lb actúa en un ángulo θ con la horizontal en forma tal, que tan θ = 145 700/82 600; por tanto, $\theta = 60.5°$. La fuerza contra el tubo actúa en la dirección opuesta.

21.7 Representación, mediante modelos, de recursos hidráulicos

Un modelo es una herramienta que se puede utilizar para determinar la probable respuesta de un sistema a un conjunto dado de estímulos, sin tener que imponer en la realidad estos estímulos en el sistema. En ingeniería de recursos hidráulicos, se utilizan modelos para determinar la probable respuesta de un sistema, por ejemplo un río, un acuífero, o cuenca hidrográfica, a un conjunto dado de estímulos, como son lluvias intensas, sequías, esquemas alternos de administración u obras propuestas. Los modelos son eficientes en costo y cómodos para estas investigaciones. Véase también la sección 1.7.

En general, los modelos se pueden clasificar como uno de los siguientes tres tipos principales:

Modelos físicos ■ Se hace un modelo del sistema (prototipo) con componentes físicos que representan componentes del sistema. En general, se aplican factores a escala para establecer el modelo a sólo una parte del tamaño y costo del prototipo. Los modelos físicos son costosos en su construcción, operación y conservación, pero son especialmente útiles para analizar fenómenos complejos que no son fáciles o que en la actualidad no es posible expresar matemáticamente.

Modelos análogos ■ Se hace un modelo del sistema (prototipo) con circuitos electrónicos que representan componentes del sistema. Algunos fenómenos de conducción y resistencia, como los que se encuentran en redes de transmisión y análisis de aguas subterráneas, se modelan fácilmente con técnicas análogas puesto que la circulación de una corriente eléctrica y una de agua se comportan de manera semejante en ciertos casos. Los modelos análogos son una abstracción del prototipo. Preferidos antes del advenimiento de las computadoras digitales, los modelos análogos ahora se utilizan poco en vista de la eficiencia y facilidad de transporte de los modelos matemáticos.

Modelos matemáticos ■ El sistema (prototipo) se modela con conjuntos de expresiones matemáticas que representan componentes del sistema. Los modelos matemáticos están normalmente programados en un lenguaje apropiado de computadora y, al correr el programa de ésta, son posibles las simulaciones del comportamiento del prototipo. Los modelos matemáticos están limitados sólo por la capacidad del creador del modelo para describir matemáticamente el prototipo, por la capacidad de los recursos de cómputo o por la disponibilidad de datos para soporte del trabajo del modelo. Estos modelos pueden ser tan sencillos o tan complejos como un análisis dado lo requiera, y se cuentan entre los medios más eficientes, en cuanto a costo, para realizar ciertos análisis.

Un cuarto modo de representación con modelos, el híbrido, utiliza modelos físicos y matemáticos y explota las ventajas de estos tipos de modelos al mismo tiempo que evita sus limitaciones. Por ejemplo, los modelos complejos de caudal tridimensional, la socavación por erosión y los depósitos de sedimentos que se presentan en las cercanías inmediatas de una pila de un puente, o en una estructura para control de aguas, se pueden modelar con un modelo físico al mismo tiempo que la superficie total de agua, cantidad de movimiento y perfil de velocidad sobre el río que se circunda se pueden modelar mejor con un modelo matemático apropiado.

Con modelos híbridos, es frecuente que un modelo proporcione la entrada o la verificación del otro modelo. En el ejemplo precedente, el modelo matemático daría la entrada del perfil de profundidad y velocidad al modelo físico, y éste puede dar una estimación más precisa de la pérdida local de carga hidráulica en la pila o estructura. De esta forma, los dos modelos se pueden ejecutar de manera interactiva hasta que sincronicen todas las condiciones de frontera. El modelo híbrido resultante estará formado por un modelo matemático que apropiadamente toma en cuenta los efectos hidráulicos totales y la pérdida local de carga hidráulica en la pila o estructura, y por un modelo físico que apropiadamente toma en cuenta las

fuerzas localizadas que afectan la estabilidad o funcionamiento de la pila o estructura.

21.7.1 Similitud para modelos físicos

Un modelo físico es un sistema tal que su funcionamiento puede utilizarse para predecir las características de un sistema similar o prototipo, por lo general más complejo o construido a una escala mucho mayor. Es necesario un conocimiento de las leyes que rigen los fenómenos sometidos a investigación si el estudio con el modelo va a producir resultados cuantitativos exactos.

Las fuerzas que actúan sobre el modelo deben ser proporcionales a las fuerzas en el prototipo. Las cuatro fuerzas que suelen considerarse en los modelos hidráulicos son inercia, gravedad, viscosidad y tensión superficial. Debido a que las leyes que rigen estas fuerzas y porque, normalmente, el modelo y el prototipo no son del mismo tamaño, no suele ser posible tener las cuatro fuerzas en el modelo en las mismas proporciones en que están en el prototipo. Sin embargo, es sencillo tener dos fuerzas predominantes en la misma proporción. En la mayoría de los modelos, el hecho de que dos de las cuatro fuerzas no estén en la misma proporción que en el prototipo no introduce errores serios. Las fuerzas de inercia, que siempre es una fuerza predominante y una de las otras fuerzas, se hacen proporcionales.

Las razones de las fuerzas de gravedad, viscosidad y tensión superficial a la fuerza de inercia, se designan, número de Froude, número de Reynolds y número de Weber, respectivamente. Si se igualan el número de Froude del modelo y el número de Froude del prototipo, si tiene la seguridad de que las fuerzas de gravedad y de inercia están en la misma proporción. En forma similar, al igualar los números de Reynolds del modelo y del prototipo se asegura que las fuerzas viscosas y de inercia estarán en la misma proporción. Al igualar los números de Weber, se asegura la proporcionalidad de la tensión superficial y la inercia.

El **número de Froude** es

$$\mathbf{F} = \frac{V}{\sqrt{Lg}} \qquad (21.16)$$

donde $\mathbf{F}$ = número de Froude (adimensional)

V = velocidad del fluido, en ft/s

L = dimensión lineal (característica, como profundidad o diámetro), en ft

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

Para estructuras hidráulicas, como los vertedores, en donde el perfil de la superficie del agua cambia con rapidez, las dos fuerzas predominantes son las de inercia y gravedad. Por tanto, los números de Froude del modelo y el prototipo se igualan:

$$\mathbf{F_m} = \mathbf{F_p} \qquad \frac{V_m}{\sqrt{L_m g}} = \frac{V_p}{\sqrt{L_p g}} \qquad (21.17a)$$

en donde el subíndice m se aplica al modelo y p al prototipo. Al elevar al cuadro ambos lados de la ecuación (21.17a) y agrupar los términos iguales, se tiene

$$\frac{V_m^2}{V_p^2} = \frac{L_m}{L_p} \qquad (21.17b)$$

Sean $V_r = V_m/V_p$ y $L_r = L_m/L_p$. Entonces

$$V_r^2 = L_r \qquad V_r = L_r^{1/2} \qquad (21.18)$$

El subíndice r indica razón de cantidad en el modelo a aquélla en el prototipo.

Si las razones de todas las dimensiones físicas de un modelo a todas las dimensiones físicas correspondientes del prototipo son iguales a la razón de longitud, el modelo se denomina **modelo real**. En un modelo real en el cual el número de Froude es el criterio que controla el proyecto, la razón de longitud es la única variable. Una vez establecida la razón de longitud, todas las dimensiones físicas del modelo son fijas. La razón de descarga denomina como sigue:

$$Q_r = V_r A_r \qquad (21.19a)$$

Dado que $V_r = L_r^{1/2}$ y A_r = razón de área = L_r^2,

$$Q_r = V_r A_r = L_r^{5/2} \qquad (21.19b)$$

Con este método, pueden determinarse todas las características necesarias de un modelo de vertedor.

El **número de Reynolds** es

$$\mathbf{R} = \frac{VL}{\nu} \qquad (21.20)$$

Res adimensional y ν es la viscosidad cinemática del fluido, en ft^2/s. Los números de Reynolds del modelo y del prototipo se igualan cuando predominan las fuerzas de viscosidad y de inercia. Las fuerzas de viscosidad suelen ser predominantes cuando el flujo se presenta en un sistema cerrado, como el flujo por una tubería en donde no hay superficie libre. Las siguientes relaciones se obtienen al igualar los números de Reynolds del modelo y del prototipo:

$$\frac{V_m L_m}{\nu_m} = \frac{V_p L_p}{\nu_p} \qquad (21.21a)$$

$$V_r = \frac{\nu_r}{L_r} \qquad (21.21b)$$

Los factores variables que determinan el diseño de un modelo real cuando lo gobierna el número de Reynolds son las razones de longitud y la de viscosidad.

El **número de Weber** es

$$\mathbf{W} = \frac{V^2 L \rho}{\sigma} \qquad (21.22)$$

donde ρ = densidad del fluido, en $lb \cdot s^2/ft^4$ (peso específico dividido entre g)

σ = tensión superficial del fluido, en psf

Los números de Weber para el modelo y el prototipo se igualan en ciertos tipos de estudios de ondas, la formación de gotas y burbujas, inclusión del aire en el flujo y otros fenómenos en los cuales la tensión superficial y las fuerzas de inercia son predominantes. La razón de velocidad se determina como sigue:

$$\frac{V_m^2 L_m \rho_m}{\sigma_m} = \frac{V_p^2 L_p \rho_p}{\sigma_p} \qquad (21.23a)$$

$$V_r^2 = \frac{\sigma_r}{\rho_r L_r} \qquad (21.23b)$$

Las propiedades del fluido y la razón de longitud determinan el diseño de un modelo controlado por el número de Weber.

En algunos casos, como en un vertedor de embudo, las fuerzas de inercia, viscosas y de gravedad, tienen todas un efecto importante sobre el flujo. En estos casos no suele ser posible tener iguales los números tanto de Reynolds como de Froude del modelo y el del prototipo. La solución a este tipo de problemas es, casi siempre, empírica y puede consistir en un intento por evaluar por separado los efectos de la viscosidad y de la gravedad.

Para el flujo de agua en canales descubiertos y ríos en donde la pendiente de fricción es más o menos plana, los diseños de los modelos a menudo se basan en la ecuación de Manning. Las relaciones entre el modelo y el prototipo se determinan como sigue:

$$\frac{V_m}{V_p} = \frac{(1.486/n_m) R_m^{2/3} S_m^{1/2}}{(1.486/n_p) R_p^{2/3} S_p^{1/2}} \qquad (21.24)$$

donde n = coeficiente de rugosidad de Manning($T/L^{1/3}$, T representa el tiempo)

R = radio hidráulico (L)

S = pérdida de carga hidráulica por fricción, por unidad de longitud del conducto (adimensional)

= pendiente del gradiente de energía

Para modelos reales, $S_r = 1$, $R_r = L_r$. Por tanto,

$$V_r = \frac{L_r^{2/3}}{n_r} \qquad (21.25)$$

En los modelos para ríos y canales, es necesario que el flujo sea turbulento. La U.S. Waterways Experiment Station ha determinado que el flujo será turbulento si

$$\frac{VR}{\nu} \geq 4000 \qquad (21.26)$$

donde V = velocidad media, en ft/s

R = radio hidráulico, en ft

ν = viscosidad cinemática, en ft^2/s

Si el modelo va a ser uno real, resultará de un tamaño antieconómico para que el flujo sea turbulento. Otro problema que también se encuentra con estos modelos es la tensión superficial. En un modelo real de un río ancho en el cual la profundidad será sólo de fracciones de pulgada, la tensión superficial deformará el flujo al grado de que el modelo puede resultar inútil. Para contrarrestar el efecto de

la tensión superficial y obtener flujo turbulento, la escala de profundidad, a menudo, se hace mucho mayor que la escala de longitud. Este tipo de modelo se llama **modelo distorsionado**.

Las relaciones entre un modelo distorsionado de un canal y un prototipo se determinan de la misma manera que con la ecuación (21.24). La única diferencia es que la razón de pendiente S_r es igual que la razón de profundidad d_r y la razón del radio hidráulico es una función de la razón de ancho y la razón de profundidad.

Un tipo de modelo, llamado modelo de lecho o fondo móvil, se utiliza para estudiar la erosión y el transporte o arrastre del material en el lecho de los ríos. Como no se han entendido por completo las leyes que controlan el transporte del material, los modelos de lecho móvil se construyen, casi siempre, sobre la base de la experiencia y sólo dan resultados cualitativos.

21.7.2 Tipos y aplicaciones de modelos matemáticos

Utilizados en muchas aplicaciones de ingeniería de recursos hidráulicos, los modelos matemáticos se aplican, en particular, en investigaciones hidrológicas e hidráulicas de sistemas artificiales y naturales tanto para aguas de superficie como subterráneas. Se hace un modelo del sistema (prototipo) con conjuntos de expresiones matemáticas que representan componentes del sistema. Estas expresiones, a su vez, se enlazan para representar el sistema como un todo.

Los modelos matemáticos se utilizan para análisis y diseño. Normalmente se programan en un lenguaje apropiado de computadora y, al correr el programa de ésta, son posibles las simulaciones del comportamiento del prototipo. Pueden ser para un solo fin (para un sitio específico) o para fines generales (aplicables a varios sitios).

Por lo general los modelos para un solo fin representan las descripciones específicas de tiempo y espacio del prototipo directamente en el código de la computadora. Por ejemplo, la representación lógica de prototipos como las redes de caudal, zonas de captación y parámetros de infiltración pueden ser parte del código fuente, y se dice que están *cableados* en el programa de la computadora. Para estos modelos, el software (el código del programa de la computadora) y los códigos de aplicación de entrada (parámetros hidrológicos e hidráulicos) están unidos en una sola entidad. Ésta, empero, tiene más desventajas que ventajas, en especial cuando se necesitan modificaciones del modelo o cuando éste tiene que ser aplicado por ingenieros que no estaban comprendidos dentro de la codificación original del programa. El método que se prefiere al hacer un modelo consiste en crear modelos generales con software que es esencialmente independiente del código de aplicación de entrada.

Los modelos generales se utilizan para tareas analíticas específicas, que pueden ser tan sencillas como lo es determinar el exceso de lluvia, dados los parámetros de lluvia y de pérdida de lluvia, o tan complejas como lo es la simulación de larga duración del caudal y transporte de contaminantes en sistemas hidráulicos combinados de aguas de superficie y freáticas.

Continuamente se logran avances en recursos de cómputo y el uso de modelos se está haciendo más difundido. Como resultado de esto, la conveniencia de más uniformidad en paquetes de software y de software orientado a ciencias se ha hecho patente. En el software de ciencias, todo componente de programa es tan generalizado como factible y todo el programa es en esencia un conjunto de componentes modulares de software. Este método, cuando se aplique en su totalidad, dará total compatibilidad entre todos los tipos de software de recursos hidráulicos. Asimismo, este método dará compatibilidad casi completa de todas las bases de datos, de todas las bases de datos y software, y entre los modeladores de recursos hidráulicos del gobierno, el ámbito universitario y sectores privados. El resultado será una reducción en duplicidad del trabajo de programadores y modeladores de software y un aumento en la eficiencia de investigaciones de ingeniería de recursos hidráulicos.

Entre las aplicaciones típicas de modelos matemáticos se cuentan las siguientes: procesos estocásticos (probabilísticos), evaporación y riego, hidrodinámica, pronósticos hidrológicos, hidrología de cuencas hidrográficas, diseño de estructuras hidráulicas, control de embalses, impactos de inundaciones o sequías, encaminamiento de caudales, hidráulica de canales y ríos, transporte de sedimentos y contaminantes, cantidad y calidad de abastecimiento de agua, impactos y restauración de ecosistemas, impactos de rotura de presas, análisis de olas y mareas, análisis de filtrado de terraplén, así como producción de aguas freáticas, infiltraciones o contaminación.

Es posible que se hagan necesarios diferentes modelos que varían en complejidad o refinamiento, o de ambos, y en el tipo de aplicación en muchos tipos de investigaciones. Como regla general, si se necesitan planes diferentes, cuanto menor sea el número de modelos que se utilicen en un estudio dado mayor será la probabilidad de obtener resultados significativos. La disponibilidad y calidad de datos para calibración y verificación, la producción del modelo necesaria para diseño y evaluación, y la aceptación general por la comunidad de ingeniería deben ser consideradas en la selección de un modelo o grupo de modelos para cualquier investigación.

El campo de los modelos matemáticos es uno de los de más rápido cambio en ingeniería. Las aplicaciones deben actualizarse de conformidad, si se espera hacer uso continuo de estos modelos.

(*D.* R. Maidment, "Handbook of Hydrology", D. H. Hoggan, "Computer-Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics", N. S. Grigg, "Water Resources Planning", V. J. Zipparo and H. Hasen, "Davis' Handbook of Applied Hydraulics", McGraw-Hill, NewYork.)

Flujo en tuberías

El término flujo en tuberías, según se utiliza en esta sección, se aplica al flujo en un conducto circular, cerrado, lleno por completo con fluido. Para conductos cerrados que no sean circulares, se obtienen resultados razonablemente buenos en el intervalo turbulento con fórmulas normalizadas para flujo por tuberías, si el diámetro se reemplaza por cuatro veces el radio hidráulico. Pero, cuando hay una gran desviación de una sección circular, como en los conductos anulares, este método da flujos con una subestimación significativa. (J. F. Walker, G. A. Whan y R. R. Routhfus, *Fluid Friction in Noncircular Ducts*, Journal of the American Institute of Chemical Engineers, vol. 3, 1957.)

21.8 Flujo laminar

En el flujo laminar, las partículas del fluido se mueven en capas paralelas en una dirección. La distribución parabólica de la velocidad en el flujo laminar, que se ilustra en la figura 21.17, crea un esfuerzo cortante tan $\tau = \mu dV/dy$, en donde dV/dy es la rapidez de cambio de velocidad con la profundidad y μ es el coeficiente de viscosidad (véase viscosidad, sección 21.2). Conforme aumenta este esfuerzo cortante, las fuerzas de viscosidad son incapaces de amortiguar las perturbaciones y ocurre el flujo turbulento. La región del cambio depende de la velocidad, densidad y viscosidad del fluido y del diámetro del conducto.

Se ha encontrado que un parámetro adimensional llamado número de Reynolds es un criterio confiable para determinar si el flujo es laminar o turbulento. Se trata de la razón de las fuerzas de inercia a las fuerzas de viscosidad y se expresa con

$$\mathbf{R} = \frac{VD\rho}{\mu} = \frac{VD}{\nu} \qquad (21.27)$$

donde $V =$ velocidad del fluido, en ft/s

$D =$ diámetro del tubo, en ft

$\rho =$ densidad del fluido lb · s^2/ft^4 (peso específico dividido entre g, 32.2 ft/s^2)

$\mu =$ viscosidad del fluido, en lb· s/ft^2

$\nu = \mu/\rho =$ viscosidad cinemática, en ft^2/s

Para un número de Reynolds menor de 2000, el fluido es laminar en los tubos circulares. Cuando el número de Reynolds es mayor de 2000, el flujo laminar es inestable; es probable que se amplifique cualquier perturbación y que el flujo se vuelva turbulento.

En el flujo laminar, puede obtenerse la siguiente ecuación para las pérdidas de carga hidráulica por fricción, si se consideran las fuerzas que actúan en un cilindro de fluido dentro de un tubo:

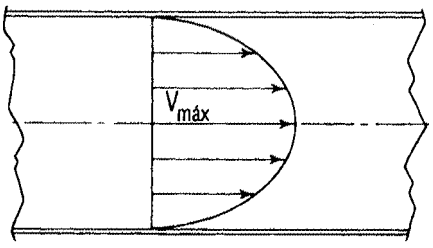


Figura 21.17 La distribución de velocidad para un flujo laminar en un tubo circular es parabólica. La velocidad máxima es el doble de la velocidad media.

$$h_f = \frac{32\mu LV}{D^2\rho g} = \frac{32\mu LV}{D^2 w} \qquad (21.28)$$

donde h_f = pérdida de carga hidráulica por fricción, en ft

L = longitud de la sección del tubo considerado, en ft

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

w = peso específico del fluido, lb/ft^3

La sustitución del número de Reynolds arroja

$$h_f = \frac{64}{R}\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g} \qquad (21.29)$$

Para el flujo laminar, la ecuación (21.29) es idéntica a la fórmula de Darcy-Weisbach, ecuación (21.30), puesto que en flujo laminar es $f = 64/\mathbf{R}$.

(E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.9 Flujo turbulento

En el flujo turbulento, las fuerzas de inercia son tan grandes que las fuerzas de viscosidad no pueden amortiguar las perturbaciones ocasionadas, principalmente, por la rugosidad de las paredes. Estas perturbaciones crean remolinos o vórtices que tienen velocidad de rotación y de traslación. La traslación de estos remolinos es una acción combinada que origina un intercambio de cantidad de movimiento en la sección transversal del conducto. Como resultado, la distribución de velocidad es más uniforme, como se muestra en la figura 21.18, que para el flujo laminar (Fig. 21.17).

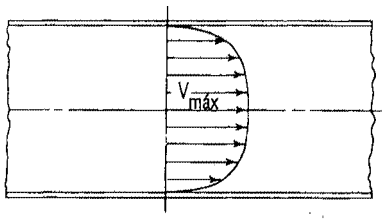


Figura 21.18 La distribución de velocidad para flujo turbulento en un tubo circular está más cerca de la uniforme que para el flujo laminar.

Para el número de Reynolds mayor de 2000, pero que esté a la izquierda de la línea discontinua de la figura 21.19, hay una transición de flujo laminar a tubulento. En esta región, hay una película laminar en las fronteras que cubre algunas de las proyecciones menores de rugosidad. Esto explica el por qué la pérdida por fricción en esta región tiene características tanto laminares como turbulentas. Conforme aumenta el número de Reynolds, la película laminar se reduce en espesor hasta que, al haber flujo por completo turbulento, ya no cubre ninguna de las proyecciones o salientes de rugosidad. A la derecha de la línea discontinua en la figura 21.19, el flujo es por completo turbulento y las fuerzas de viscosidad no afectan la pérdida por fricción.

Debido a la naturaleza aleatoria del flujo turbulento, no resulta práctico tratarlo en forma analítica. Por tanto, las fórmulas para las pérdidas de carga hidráulica y flujo en las regiones turbulentas se han desarrollado por medios experimentales y estadísticos. La experimentación con el flujo turbulento ha mostrado que:

La pérdida de carga hidráulica varía directamente con la longitud del tubo.

La pérdida de carga hidráulica varía casi con el cuadrado de la velocidad.

La pérdida de carga hidráulica varía casi inversamente con el diámetro.

La pérdida de carga hidráulica depende de la rugosidad de la superficie de la pared del tubo.

La pérdida de carga hidráulica depende de la densidad y viscosidad del fluido.

La pérdida de carga hidráulica es independiente de la presión.

21.9.1 Fórmula de Darcy-Weisbach

Una de las ecuaciones más utilizadas para flujo en tubos, la fórmula de Darcy-Weisbach, satisface las condiciones anteriores y es válida para el flujo laminar o turbulento y para todos los fluidos.

$$h_f = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g} \qquad (21.30)$$

donde h_f = pérdida de carga hidráulica debida a la fricción, en ft

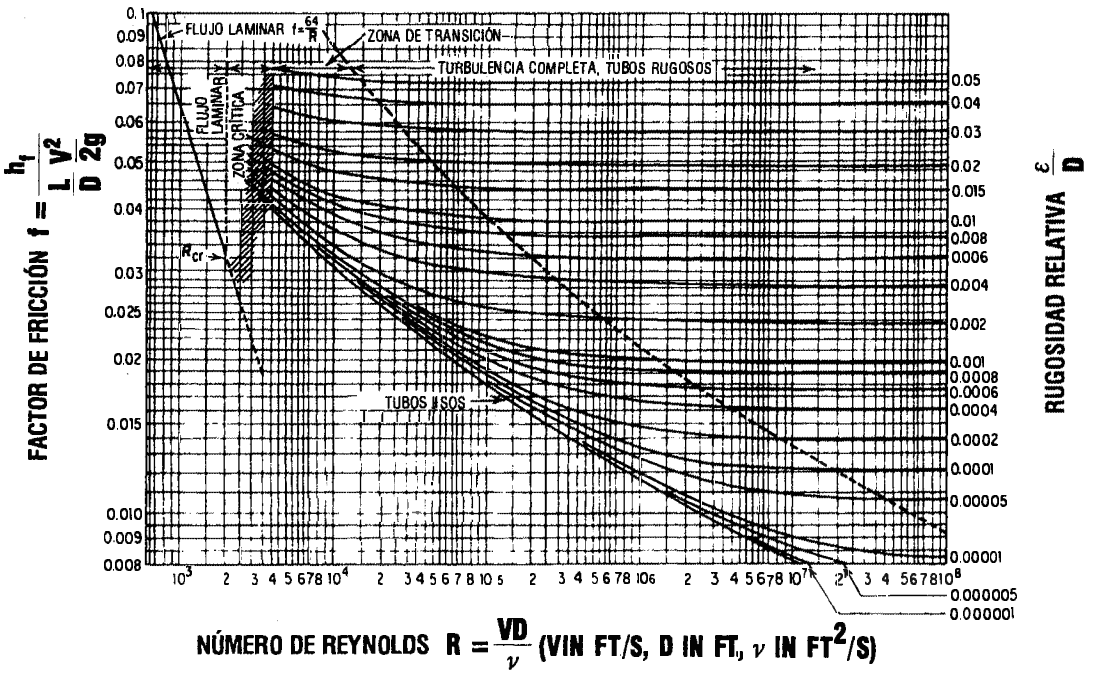


Figura 21.19 La gráfica relaciona las fuerzas de fricción para flujo en tubos con números de Reynolds y condiciones de tubos.

f = factor de fricción (véase la figura 21.19)

L = longitud del tubo, en ft

D = diámetro del tubo, en ft

V = velocidad del fluido, en ft/s

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

En ella se emplea el diagrama de Moody (Fig. 21.19) para evaluar el factor f de fricción. (L. F. Moody Friction Factors for Pipe Flow, Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, noviembre de 1944.)

Puesto que la ecuación (21.30) es dimensionalmente homogénea, puede utilizarse con cualquier grupo congruente de unidades sin cambiar el valor del factor de fricción.

Los valores ε (ft) de rugosidad para uso con el diagrama de Moody,, a fin de determinar el factor f Darcy-Weisbach de fricción, se dan en la tabla 21.3.

La siguiente fórmulas se dedujeron para la pérdida de carga hidráulica en el diseño de obras hidráulicas y dan buenos resultados para los problemas de conducción y distribución de agua. Contienen un factor que depende de la rugosidad de la superficie del material del tubo. La exactitud de estas fórmulas se afecta mucho con la selección del factor de rugosidad, el cual requiere de experiencia para su selección.

TABLA 21.3 Valores típicos de rugosidad para uso con el diagrama de Moody (Fig. 21.19) para determinar f

	ϵ, ft
Tubo de acero:	
Tuberculación e incrustaciones severas	0.03 –0.008
Tuberculación general	0.008 – 0.003
Capas gruesas aplicadas con brocha, de asfalto, esmaltes y alquitranes	0.003 –0.001
Corrosión ligera	0.001 –0.0005
Tubo nuevo, liso, esmaltes aplicados con centrífuga	0.0002 – 0.00003
Asfalto por inmersión en caliente; revestimiento de concreto aplicados con centrífuga	0.0005 – 0.0002
Tubo de concreto formado con acero, buena fabricación	0.0005 – 0.0002
Tubo de hierro fundido nuevo	0.00085

21.9.2 Fórmula de Chezy

Esta ecuación es válida para pérdidas de carga en conductos y da resultados razonablemente buenos para números de Reynolds altos.

$$V = C\sqrt{RS} \tag{21.31}$$

donde V = velocidad, en ft/s

C = coeficiente, dependiente de la rugosidad de la superficie del conducto

S = pendiente de la línea de energía o pérdida de carga hidráulica por fricción, en ft/ft de conducto

R = radio hidráulico, en ft

El **radio hidráulico** de un conducto es el área transversal del fluido dentro del mismo, dividida entre el perímetro de la sección mojada.

21.9.3 Fórmula de Manning

Mediante experimentos, Manning llegó a la conclusión de que la C en la fórmula de Chezy [Ec. (21.31)] debería variar como $R^{1/6}$

$$C = \frac{1.486R^{1/6}}{n} \tag{21.32}$$

en donde n = coeficiente, que depende de la rugosidad. (Incluso al estar basada en rugosidad de superficie, n en la práctica se trata a veces como un parámetro localizado para todas las pérdidas de carga hidráulica.) Al sustituir en la ecuación (21.31), se tiene

$$V = \frac{1.486}{n} R^{2/3}S^{1/2} \tag{21.33a}$$

Al sustituir $D/4$, donde D es el diámetro del tubo, para el radio hidráulico del tubo, se obtienen las siguientes ecuaciones para flujo a tubo lleno.

$$V = \frac{0.590}{n} D^{2/3}S^{1/2} \tag{21.33b}$$

$$Q = \frac{0.463}{n} D^{8/3}S^{1/2} \tag{21.33c}$$

$$h_f = 4.66n^2 \frac{LQ^2}{D^{16/3}} \tag{21.33d}$$

$$D = \left(\frac{2.159Qn}{S^{1/2}}\right)^{3/8} \tag{21.33e}$$

donde Q = gasto en ft^3/s.

En las tablas 21.4 y 21.11 se dan los valores de n para el sistema de ft-lb-segundos. Véanse también las tablas en la sección 22.3 para la velocidad y gastos con distintas pendientes.

21.9.4 Fórmulas de Hazen-Williams

Ésta es una de las más utilizadas para problemas de flujo en tubos en las redes de agua potable, aunque se desarrolló tanto para canales abiertos como para flujos en tubos:

$$V = 1.318C_1R^{0.63}S^{0.54} \tag{21.34a}$$

Para tubos llenos

$$V = 0.55C_1D^{0.63}S^{0.54} \tag{21.34b}$$

$$Q = 0.432C_1D^{2.63}S^{0.54} \tag{21.34c}$$

$$h_f = \frac{4.727}{D^{4.87}} L \left(\frac{Q}{C_1}\right)_{1.85} \tag{21.34d}$$

$$D = \frac{1.376}{S^{0.205}} \left(\frac{Q}{C_1}\right)^{.038} \tag{21.34e}$$

donde V = velocidad, en ft/s

C_1 = coeficiente dependiente de la rugosidad de la superficie

R = radio hidráulico, en ft

S = pérdida de carga hidráulica por fricción, en ft/ft de tubo

D = diámetro del tubo, en ft

L = longitud del tubo, en ft

Q = descarga, en ft^3/s

h_f = pérdida por fricción, en ft

Los valores de C_1 en la tabla 21.5 se expresan en el sistema ft-lb-segundo con ramales.

TABLA 21.4 Valores de n para tubos, para usarse con la fórmula de Manning

Material de tubo	Variación		Uso en diseños	
	Desde	Hasta	Desde	Hasta
Hierro fundido limpio	0.011	0.015	0.013	0.015
Hierro fundido sucio o tuberculado	0.015	0.035		
Acero remachado o acero en espiral	0.013	0.017	0.015	0.017
Acero soldado	0.010	0.013	0.012	0.013
Hierro galvanizado	0.012	0.017	0.015	0.017
Duela de madera	0.010	0.014	0.012	0.013
Concreto	0.010	0.017		
Buena fabricación			0.012	0.014
Mala fabricación			0.016	0.017

La determinación del flujo en los tubos ilustra el uso de ecuaciones para pérdidas por fricción y el concepto de línea piezométrica.

Ejemplo 21.7: En la figura 21.20 se muestra un problema típico para tres depósitos. Las elevaciones de las líneas piezométricas para los tres tubos son iguales en el punto D. La ecuación de Hazen-Williams para la pérdida por fricción [Ec. (21.34*d*)] puede escribirse para cada tubo hasta el punto D. Con la ecuación de continuidad para la cantidad de flujo, hay tantas ecuaciones como incógnitas.

$$Z_a = Z_d + \frac{p_D}{w} + \frac{4.727L_A}{D_A^{4.87}}\left(\frac{Q_A}{C_A}\right)^{1.85} \quad (21.35a)$$

$$Z_b = Z_d + \frac{p_D}{w} + \frac{4.727L_B}{D_B^{4.87}}\left(\frac{Q_B}{C_B}\right)^{1.85} \quad (21.35b)$$

$$Z_c = Z_d + \frac{p_D}{w} + \frac{4.727L_c}{D_c^{4.87}}\left(\frac{Q_C}{C_C}\right)^{1.85} \quad (21.35c)$$

$$Q_A + Q_B = Q_C \quad (21.36)$$

donde p_D = presión en D
w = peso unitario del líquido

Si se conocen las elevaciones Z de los tres depósitos y la cota en la intersección de los tubos, el modo más fácil de resolver estas ecuaciones es intentar diferentes valores de p_D/w en las ecuaciones (21.35) y sustituir los valores obtenidos para Q en la ecuación (21.36) como comprobación. Si el valor de $Z_d + p_D/w$ se vuelve mayor que Z_b, el signo del término de la pérdida por fricción es negativo en vez de positivo. Esto indicaría que el agua fluye desde el depósito A hacia los depósitos B y C. El caudal en una red de tuberías se determina con facilidad con programas computarizados de que se disponga, muchos de los cuales están especializados para resolver con eficiencia problemas de diseño específico de tuberías.

21.10 Pérdidas menores en las tuberías

Las pérdidas de energía ocurren en las contracciones de tubos, codos o curvas, ensanchamientos, válvulas y otros accesorios y conexiones. Estas pérdidas, por lo general, pueden despreciarse si la longitud de la tubería es mayor de 1500 veces el diámetro del tubo. Ahora bien, en tuberías cortas, ya que estas pérdidas

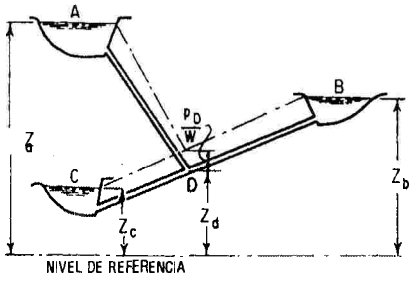


Figura 21.20 Flujo entre depósitos. (Véase el ejemplo 21.7.)

TABLA 21.5 Valores de C_1 en la fórmula de Hazen-Williams

Tipo de tubo	C_1
Hierro fundido:	
Nuevo	Todos los tamaños, 130
5 años de uso	Todos los tamaños hasta 24 in, 120
	24 in y más, 115
10 años de uso	12 in, 110
	4 in, 105
	30 in y más, 85
40 años de uso	16 in, 80
	4 in, 65
Acero soldado	Valores iguales que para tubo de fierro fundido, 5 años más viejo
Acero remachado	Valores iguales para tubo de fierro fundido, 10 años más viejo
Duela de madera	Valor promedio, cualquier edad, 120
Concreto o revestidos con concreto	Tamaños grandes, buena fabricación, cimbras de acero, 140
	Tamaños grandes, buena fabricación, cimbras de madera, 120
	Centrifugado, 135
Barro vitrificado	En buenas condiciones, 110

pueden exceder a las pérdidas por fricción, las pérdidas menores deben considerarse.

21.10.1 Expansión brusca

La siguiente ecuación para pérdidas de carga hidráulica, en ft, al pasar por un ensanchamiento brusco, se ha determinado en forma analítica y concuerda bien con los resultados experimentales:

$$h_L = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} \qquad (21.37)$$

donde V_1 = velocidad antes del ensanchamiento, en ft/s

V_2 = velocidad después del ensanchamiento, en ft/s

g = 32.2 ft/s^2

Esta ecuación se obtuvo al aplicar la ecuación de Bernoulli y la ecuación de la cantidad de movimiento (momentum) por un ensanchamiento.

Otra ecuación para calcular la pérdida de carga hidráulica ocasionada por ensanchamientos bruscos la determinó Archer en forma experimental. Esta ecuación concuerda un poco mejor con los resultados experimentales que la ecuación (21.37):

$$h_L = \frac{1.1(V_1 - V_2)^{1.92}}{2g} \qquad (21.38)$$

Una aplicación especial de las ecuaciones (21.37) o (21.38) es la descarga de un tubo hacia un depósito. El agua en el depósito no tiene velocidad, por lo cual se pierde una carga hidráulica completa de velocidad.

21.10.2 Ensanchamiento gradual

La ecuación para la pérdida de carga debida a un ensanchamiento cónico gradual en un tubo adopta la siguiente forma:

$$h_L = \frac{K(V_1 - V_2)^2}{2g} \qquad (21.39)$$

donde K = coeficiente de pérdida (Fig. 21.21)

Como los datos experimentales para los ensanchamientos graduales son limitados, los valores de K en la figura 21.21 son aproximados (A. H. Gibson, *Hydraulics and Its Applications*, Constable & Co., Ltd., Londres).

21.10.3 Contracción brusca

La siguiente ecuación para la pérdida de carga hidráulica por una contracción brusca de un tubo se determinó con el mismo tipo de estudios analíticos que la ecuación (21.37):

TABLA 21.6 C_c para contracciones en área de tubo de A_1 a A_2

A_2/A_1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
C_c	0.62	0.63	0.64	0.66	0.68	0.71	0.76	0.81	0.89	1.0

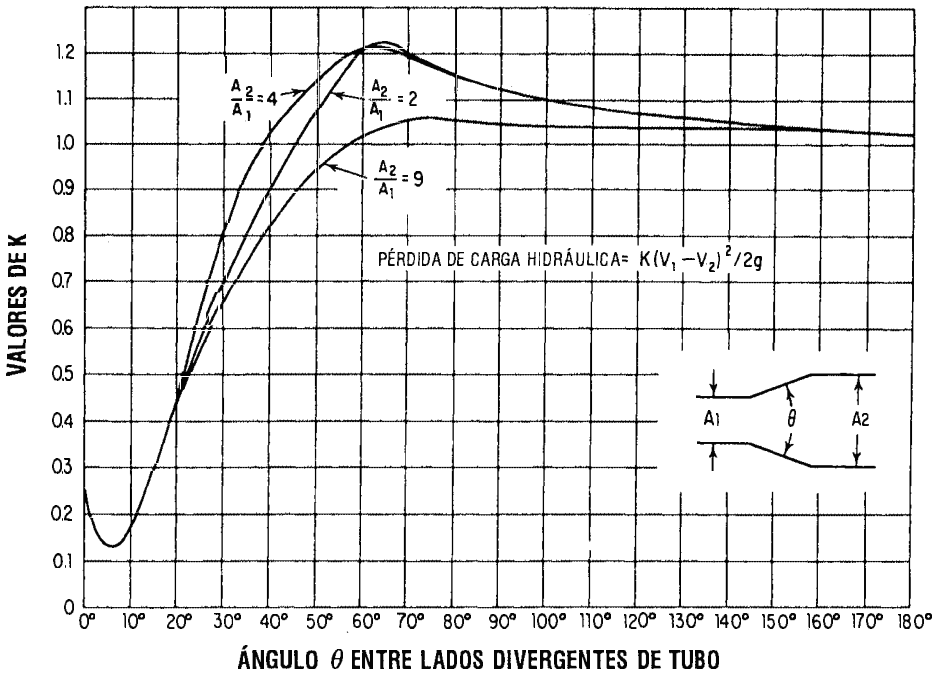


Figura 21.21 Los coeficientes de pérdida de carga hidráulica para un tubo con lados divergentes dependen del ángulo de divergencia.

$$h_L = \left(\frac{1}{C_c} - 1\right)^2 \frac{V^2}{2g} \qquad (21.40)$$

donde C_c = coeficiente de contracción (véase la tabla 21.6)

V = velocidad en el tubo de diámetro menor, en ft/s

Esta ecuación da mejores resultados cuando la pérdida de carga hidráulica es mayor que un ft. En la tabla 21.6 se dan los valores de C_c para contracciones bruscas, determinados por Julius Weisbach ("Die Experiments-Hydraulik").

Otra fórmula, determinada de modo experimental por Brightmore, para calcular la pérdida de carga hidráulica causada por una contracción brusca es

$$h_L = \frac{0.7(V_1 - V_2)^2}{2g} \qquad (21.41)$$

Esta ecuación da mejores resultados si la pérdida de carga hidráulica es menor que 1 ft.

Un caso especial de contracción brusca es la pérdida por entrada para los tubos. Algunos valores típicos del coeficiente K de pérdida en $h_L = KV^2/2g$, en donde V es la velocidad en el tubo, se presentan en la tabla 21.7.

TABLA 21.7 Coeficientes para pérdidas en la entrada

Tubo que sobresale en el depósito	$K = 0.80$
Entrada con esquinas agudas	$K = 0.50$
Entrada acampanada	$K = 0.05$
Entrada ligeramente redondeada	$K = 0.25$

21.10.4 Pérdidas en aditamentos y conexiones estándar

La pérdida de carga hidráulica que ocurre en las conexiones y aditamentos para tubos, como válvulas, codos y curvas se obtiene con

$$h_L = \frac{KV^2}{2g} \qquad (21.42)$$

En la tabla 21.8 se presentan algunos valores K típicos para estas pérdidas.

Los valores de la tabla 21.8 sólo son aproximados. Los valores de K no sólo varían según los

TABLA 21.8 Coeficiente para pérdidas en conexiones y aditamentos

Conexiones	K
Válvula de globo, totalmente abierta	10.0
Válvula angular, totalmente abierta	5.0
Válvula de retención oscilante, totalmente abierta	2.5
Válvula de compuerta, totalmente abierta	0.2
Curva de retorno cerrado	2.2
Codo de radio corto ($r/D \approx 1.0$)*	0.9
Codo de radio largo ($r/D \approx 1.5$)	0.6
Codo de45°	0.4

*r = radio de la curva; D = diámetro del tubo.

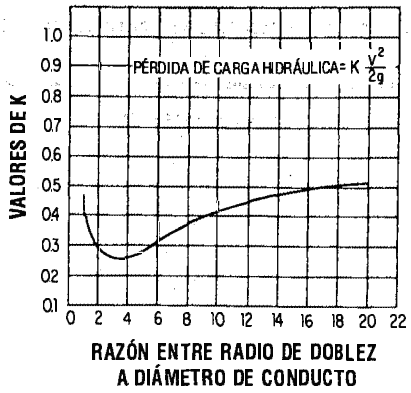


Figura 21.22 Valores recomendados para el coeficiente K de pérdida de carga para curvas a 90° en conductos cerrados.

diferentes tamaños de conexión, sino también según el fabricante. Por estas razones, los datos de los fabricantes son la mejor fuente para los coeficientes de pérdida.

Los datos disponibles, experimentalmente, para pérdidas en codos cubren una pequeña serie de experimentos de laboratorio con tubos de pequeño diámetro y no dan resultados concluyentes. Los datos indican que las pérdidas varían según la rugosidad de superficie, número de Reynolds, razón del radio del codo r al diámetro D del tubo y ángulo del codo. Los datos concuerdan en que la pérdida de carga hidráulica, sin incluir la pérdida por fricción, disminuye marcadamente cuando la razón r/D aumenta desde cero hasta alrededor de 4 o 5. Cuando r/D aumenta a más de 4 o 5, hay desacuerdo. Algunos experimentos indican que la pérdida de carga hidráulica, sin incluir la pérdida por fricción en la curva, aumenta la forma significativa según aumenta r/D. Experimentos en tubos lisos, indican que este aumento es muy pequeño y que para r/D mayor de 4, la pérdida en el codo se mantiene casi constante. (H. Ito, *Pressure Losses in Smooth Pipe Bends*, Transactions of the American Society of Civil Engineers, series *D*, vol. 82, No. 1, 1960.)

Puesto que los experimentos han producido datos con tanta variación entre ellos, los coeficientes de pérdida en codos sólo dan una aproximación de valor esperado de las pérdidas. En la figura 21.22 se dan los valores de K para un codo de 90° para usarlos con la ecuación (21.42). (K. H. Beij, *Pressure Losses for Fluid Flow in 90° Pipe Bends*, Journal of Research, National Bureau of Standards, vol. 21, julio de 1938.)

Para obtener las pérdidas en codos que no sean a 90°, la siguiente fórmula se puede usar para ajustar los valores de K dados en la figura 21.22:

$$K' = K\sqrt{\frac{\Delta}{90}} \tag{21.43}$$

donde Δ = ángulo de deflexión, en grados

El valor K' puede usarse en lugar de K en la ecuación (21.42).

Las pérdidas de menor cuantía se dan a veces como la longitud equivalente de tubería que tiene la misma pérdida de energía para la misma descarga o gasto. (V. J. Zipparo and H. Hasen, *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.11 Orificios

Un orificio es una abertura con un perímetro cerrado por el cual fluye agua. Los orificios pueden tener cualquier forma, aunque suelen ser circulares, cuadrados o rectangulares.

21.11.1 Descarga por un orificio hacia el aire

La descarga por un orificio de bordes pronunciados puede calcularse con

$$Q = Ca\sqrt{2gh} \tag{21.44}$$

TABLA 21.9 Coeficiente de Smith de descarga para orificios circulares y cuadrados con contracción completa*

Diám. de orificios circulares, ft				Carga, ft	Lado de orificios cuadrados, ft			
0.02	0.04	0.1	1.0		0.02	0.04	0.1	1.0
	0.637	0.618		0.4		0.643	0.621	
0.655	0.630	0.613		0.6	0.660	0.636	0.617	
0.648	0.626	0.610	0.590	0.8	0.652	0.631	0.615	0.597
0.644	0.623	0.608	0.591	1	0.648	0.628	0.613	0.599
0.637	0.618	0.605	0.593	1.5	0.641	0.622	0.610	0.601
0.632	0.614	0.604	0.595	2	0.637	0.619	0.608	0.602
0.629	0.612	0.603	0.596	2.5	0.634	0.617	0.607	0.602
0.627	0.611	0.603	0.597	3	0.632	0.616	0.607	0.603
0.623	0.609	0.602	0.596	4	0.628	0.614	0.606	0.602
0.618	0.607	0.600	0.596	6	0.623	0.612	0.605	0.602
0.614	0.605	0.600	0.596	8	0.619	0.610	0.605	0.602
0.611	0.603	0.598	0.595	10	0.616	0.608	0.604	0.601
0.601	0.599	0.596	0.594	20	0.606	0.604	0.602	0.600
0.596	0.595	0.594	0.593	50	0.602	0.601	0.600	0.599
0.593	0.592	0.592	0.592	100	0.599	0.598	0.598	0.598

*Hamilton Smith, Jr., "Hydraulics", 1886.

donde Q = descarga, en ft^3/s

C = coeficiente de descarga

a = área del orificio, en ft^2

g = aceleración de la gravedad, en ft/s^2

h = carga hidráulica sobre el centro del orificio, en ft

Los coeficientes C de descarga se dan en la tabla 21.9 considerando velocidad de aproximación. Si esta velocidad es importante, debe tomarse en cuenta su efecto. La ecuación (21.44) es aplicable para cualquier carga de la cual se conoce el coeficiente de descarga. Para cargas hidráulicas bajas, la medición de la carga hidráulica desde la línea de centro del orificio no es teóricamente correcta; no obstante, este error se corrige con los valores de C.

El **coeficiente C de descarga** es el producto del coeficiente C_v de velocidad y el coeficiente C_c de contracción. El **coeficiente de velocidad** es la real obtenida al dividir la velocidad en la **vena contracta** (contracción del chorro descargado) entre la velocidad teórica. La velocidad teórica puede calcularse al escribir la ecuación de Bernoulli para los puntos 1 y 2 en la figura 21.23.

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{p_1}{w} + Z_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{w} + Z_2 \qquad (21.45)$$

Con el plano de referencia que pasa por el punto, 2, $Z_1 = h$, $V_1 = 0$, $p_1/w = p_2/w = 0$, $Z_2 = 0$ y la ecuación (21.45) se convierte en

$$V_2 = \sqrt{2gh} \qquad (21.46)$$

La velocidad real, determinada en forma experimental, es menor que la velocidad teórica a causa de la pérdida de energía desde el punto 1 hasta el punto 2. Valores típicos de C_v van de 0.94 a 0.99.

El **coeficiente de contracción** C_c es la razón entre el área de la vena contracta al área del orificio. La contracción de un chorro de fluido ocurrirá si el orificio es de bordes cuadrados y está localizado de tal modo que parte del fluido se aproxima al orificio en un ángulo con la dirección del flujo por el orificio. Este fluido tiene una componente de cantidad de movimiento perpendicular al eje del chorro, la cual ocasiona la contracción del chorro. Valores típicos del coeficiente de contracción van de 0.61 a 0.67.

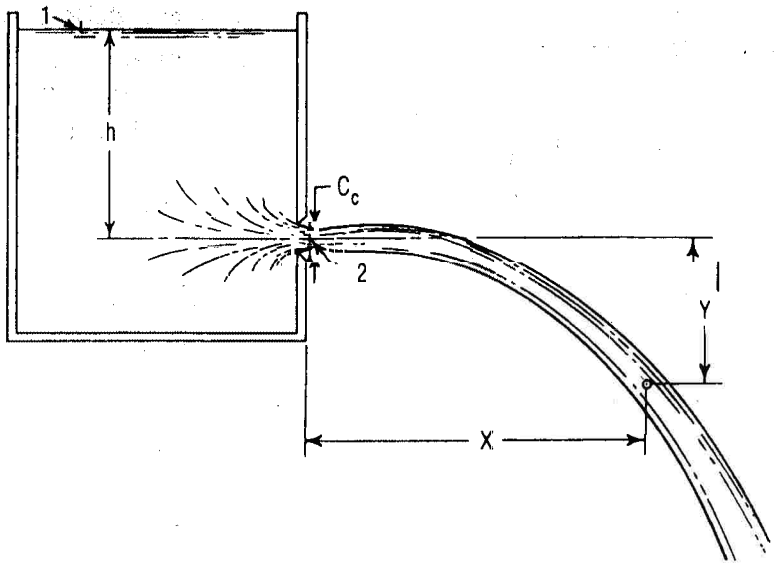


Figura 21.23 El chorro de fluido toma una trayectoria parabólica.

Si el agua que entra al orificio no tiene esta cantidad de movimiento, la contracción se suprime por completo. La figura 21.24*a* es un ejemplo de una contracción suprimida en forma parcial; no ocurre contracción en la parte inferior del chorro. En la figura 21.24*b*, el borde del orificio se ha redondeado para reducir o eliminar la contracción. Con un orificio con supresión parcial, el aumento del área del chorro, que ocurre al suprimir la contracción en un lado, se contrarresta en forma parcial, porque entra más agua con mayor velocidad en los otros lados. El resultado es un coeficiente de contracción un poco mayor.

21.11.2 Orificios sumergidos

El flujo en un orificio sumergido puede calcularse aplicando la ecuación de Bernoulli a los puntos 1 y 2 en la figura 21.25.

$$V_2 = \sqrt{2g\left(h_1 - h_2 + \frac{V_1^2}{2g} - h_L\right)} \qquad (21.47)$$

en donde h_L = pérdidas de carga hidráulica, en ft, entre 1 y 2.

Si se supone que $V_1 \approx 0$, y $h_1 - h_2 = \Delta h$ y se utiliza un coeficiente C de descarga para tomar en

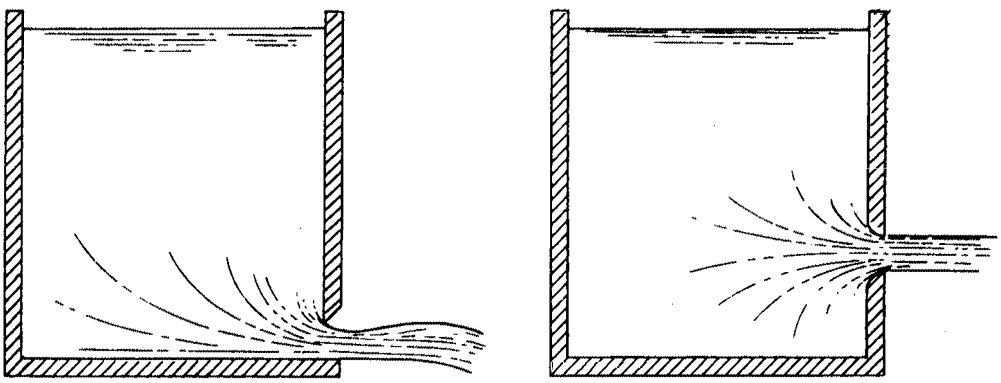


Figura 21.24 Tipos de orificios: *a*) Orificio con bordes agudos con contracción suprimida parcialmente. *b*) Orificio con bordes redondeados sin contracción.

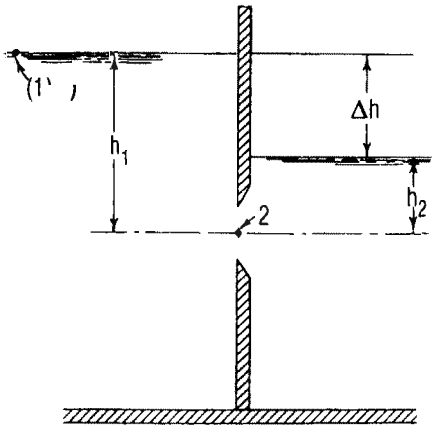


Figura 21.25 Descarga a través de un orificio sumergido.

consideración las pérdidas, se obtiene la ecuación (21.48).

$$Q = Ca\sqrt{2g\Delta h} \tag{21.48}$$

Los valores de C para orificios sumergidos no difieren mucho de los orificios no sumergidos. (Para una tabla de valores de coeficientes de descarga de orificios sumergidos, véase E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, 6th ed., Nueva York.)

21.11.3 Descarga con carga hidráulica variable

El flujo desde un depósito o recipiente cuando el flujo de entrada es menor que el flujo de salida, representa una condición de carga decreciente. El tiempo requerido para que cierta cantidad de agua fluya desde un depósito puede calcularse al igualar el volumen de agua que fluye por el orificio o tubo en el tiempo dt con la reducción de volumen en el depósito (Fig. 21.26):

$$Ca\sqrt{2gy}\,dt = A\,dy \tag{21.49}$$

Al resolver para dt se tiene

$$dt = \frac{A\,dy}{Ca\sqrt{2gy}} \tag{21.50}$$

donde a = área del orificio, en ft^2

A = área del depósito, en ft^2

y = carga hidráulica en el orificio al tiempo t, en ft

C = coeficiente de descarga

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

Si el área se expresa como función de $y[A = F(y)]$ y al integrar desde el tiempo cero, cuando $y = h_1$ al tiempo t, cuando $y = h_2$, la ecuación (21.50) se convierte en

$$t = \int_{h_2}^{h_1} \frac{F(y)dy}{Ca\sqrt{2gy}} \tag{21.51}$$

Si el área del depósito es constante conforme varía y, la ecuación (21.51) después de integrarla da

$$t = \frac{2A}{Ca\sqrt{2g}}(\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2}) \tag{21.52}$$

donde h_1 = carga hidráulica al comienzo, en ft

h_2 = carga hidráulica al final, en ft

t = intervalo de tiempo para que la carga hidráulica disminuye de h_1 a h_2, en segundos

21.11.4 Chorros

Cuando el efecto de la resistencia del aire es pequeño, un fluido descargado por un orificio hacia el aire

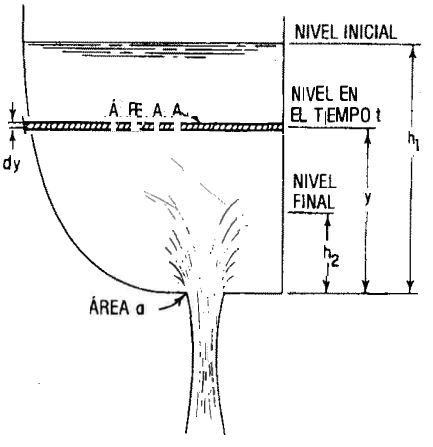


Figura 21.26 Descarga desde un depósito con nivel de agua decreciente.

seguirá la trayectoria de un proyectil. La velocidad inicial del chorro es

$$V_0 = C_v \sqrt{2gh} \tag{21.53}$$

donde h = carga en la línea de centro del orificio, en ft

C_v = coeficiente de velocidad

La dirección de la velocidad inicial depende de la orientación de la superficie en la cual se encuentra el orificio. Por sencillez, las siguientes ecuaciones se determinaron suponiendo que el orificio se encuentra en una superficie vertical (Fig. 21.23). La velocidad del chorro en la dirección X (horizontal) permanece constante.

$$V_x = V_0 = C_v \sqrt{2gh} \tag{21.54}$$

La velocidad inicial en la dirección Y es cero y de ahí en adelante es una función del tiempo y de la aceleración de la gravedad:

$$V_y = gt \tag{21.55}$$

La coordenada X al tiempo t es

$$X = V_x t = tC_v \sqrt{2gh} \tag{21.56}$$

La coordenada Y es

$$Y = V_{\text{prom}} t = \frac{gt^2}{2} \tag{21.57}$$

en donde V_{prom} = velocidad promedio durante el tiempo t. La ecuación para la trayectoria del chorro [ecuación (21.58)], obtenida al resolver la ecuación (21.57) para t y sustituir en la ecuación (21.56), es la de una parábola:

$$X^2 = C_v^2\, 4hY \tag{21.58}$$

La ecuación (21.58) puede utilizarse para determinar C_v en forma experimental. Al rearreglar la ecuación (21.58) se tiene

$$C_v = \sqrt{\frac{X^2}{4hY}} \tag{21.59}$$

Las coordenadas X y Y pueden medirse en un laboratorio y C_v se calcula con la ecuación (21.59).

21.11.5 Descarga por un orificio con un tubo corto

Cuando el agua fluye desde un depósito hacia un tubo que tiene un borde agudo de entrada, ocurre el mismo tipo de contracción que en un orificio de bordes agudos. En el tubo, el agua se contrae y, luego, se expande para llenar el tubo. Si el tubo descarga a presión atmosférica, se crea un vacío parcial en la contracción, como puede observarse al aplicar la ecuación de Bernoulli entre los puntos 1 y 2 en la figura 21.27. Esta presión reducida ocasiona que el flujo a lo largo de un tubo corto sea mayor que por un orificio de bordes agudos de las mismas dimensiones. Si la carga sobre el tubo es mayor de 50 ft y el tubo es corto, el agua pasará con gran velocidad a lo largo del tubo, sin llenarlo. Cuando esto ocurre, el tubo actúa como orificio con bordes agudos.

Para un tubo corto a flujo lleno, el coeficiente C_c de contracción = 1.00 y el coeficiente C_v de velocidad = 0.82. Por tanto, el coeficiente C de descarga= 0.82. Al relacionar la pérdida de carga con la carga final de velocidad, se obtiene un valor de K para la ecuación (21.42) de 0.5, como sigue: la carga hidráulica teórica de velocidad sin pérdida es $V_T^2/2g$. La carga real de velocidad es $V_a^2/2g = (0.82\ V_T)^2/2g = 0.67\ V_T^2/2g$. La pérdida de carga $h_L = 1.00\ V_T^2/2g - 0.67\ V_T^2/2g = 0.33\ V_T^2/2g$. De $h_L = KV_a^2/2g$, en donde $V_a^2/2g$ es la carga de velocidad real, se tiene que

$$K = 2gh_L/V_a^2 = (0.33\ V_T^2 \times 2g)/(2g \times 0.67\ V_T^2) = 0.5$$

Para un tubo reentrante que se proyecte dentro de un depósito (Fig. 21.28), los coeficientes de velocidad y descarga son iguales a 0.75 y el coeficiente K de pérdida es igual a 0.80.

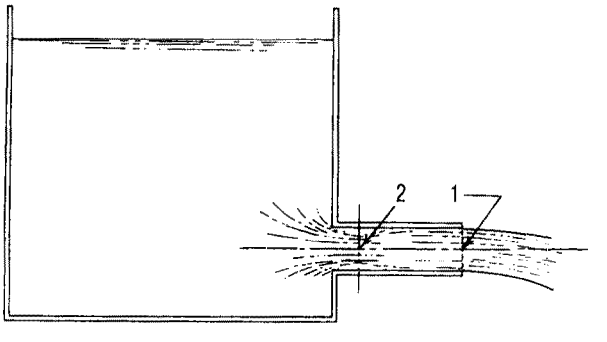


Figura 21.27 Flujo por un tubo con entrada de bordes agudos.

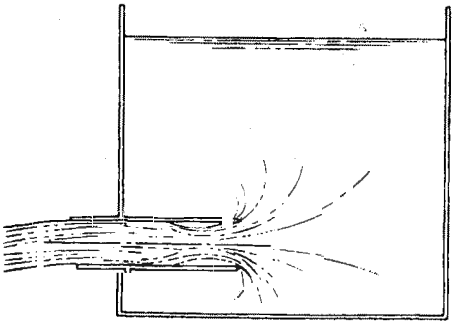


Figura 21.28 El flujo de un tubo reentrante se asemeja a la de un tubo al ras (Fig. 21.27) pero la pérdida de carga es mayor.

21.11.6 Descarga por un orificio con tubos cónicos divergentes

Este tipo de tubo puede aumentar mucho el flujo por un orificio, porque reduce la presión en el orificio por debajo de la atmosférica. La ecuación (21.60) para la presión a la entrada al tubo se obtiene si la ecuación de Bernoulli se escribe para los puntos 1 y 3 y puntos 1 y 2 en la figura 21.29.

$$p_2 = wh\left[1 - \left(\frac{a_3}{a_2}\right)^2\right] \qquad (21.60)$$

donde p_2 = presión manométrica a la entrada, enpsf

w = peso específico del agua, en lb/ft^3

h = carga hidráulica sobre una línea al centro del orificio, en ft

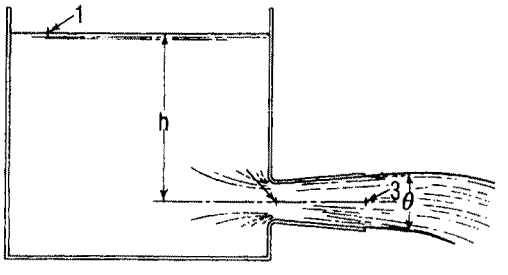


Figura 21.29 El tubo cónico divergente aumenta el flujo por un orificio al reducir la presión por debajo de la atmosférica.

a_2 = área de la parte más pequeña del chorro (vena contracta, si existe) en ft^2

a_3 = área del extremo de descarga del tubo, en ft^2

La descarga también se calcula si la ecuación de Bernoulli se escribe para los puntos 1 y 3 en la figura 21.29.

Para que este análisis sea válido, el tubo debe llevar pleno caudal y la presión en la garganta del tubo no debe caer hasta la presión de vapor del agua. Los experimentos de Venturi indican que el ángulo θ más eficiente es de alrededor de 5°.

21.12 Sifones

Un sifón es un conducto cerrado que se eleva más allá de la línea piezométrica y en el cual la presión, en algún punto, es inferior a la atmosférica (Fig. 21.30). El uso más común de un sifón es el de un vertedor de sifón.

El flujo en un sifón puede calcularse escribiendo la ecuación de Bernoulli para la entrada y la salida. Pero la presión dentro del sifón debe comprobarse para tener la seguridad de que no caerá a la presión de vapor del agua. Esto se logra si la ecuación de Bernoulli se escribe para un punto de presión conocida y un punto en el cual la carga de elevación o la carga de velocidad son las máximas en el conducto. Si la presión llegase a caer hasta la presión de vapor, la vaporización podría reducir o detener por completo el flujo.

El tubo ilustrado en la figura 21.31 también se llama sifón o sifón invertido, que es un nombre inadecuado, porque la presión en todos los puntos en el tubo es superior a la atmosférica. La American Society of Civil Engineers recomienda que al sifón

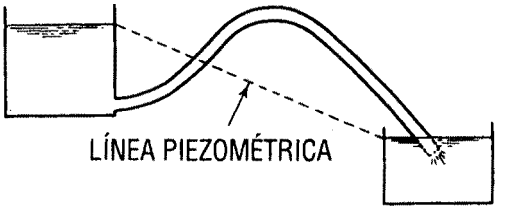


Figura 21.30 Sifón entre depósitos que se eleva por sobre la línea de pendiente hidráulica, pero permite el flujo de agua entre ellos.

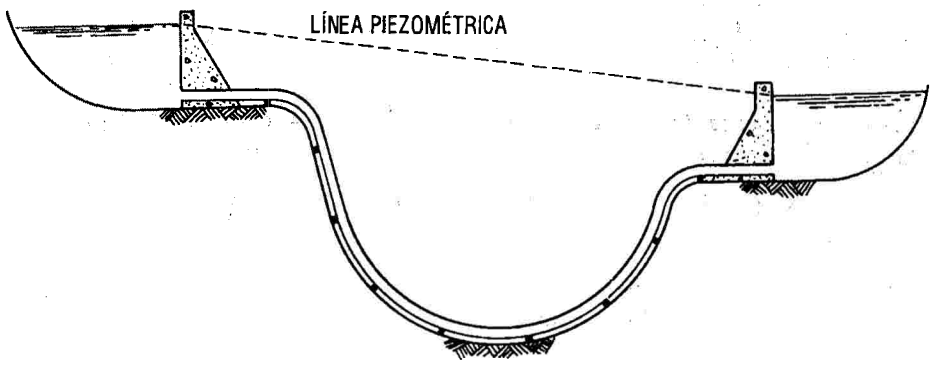


Figura 21.31 El sifón invertido permite el flujo entre dos depósitos a pesar de una depresión y una elevación.

invertido se le llame en inglés **sag pipe** (tubo en forma de catenaria), para evitar el error de creer que funciona como sifón.

21.13 Golpe de ariete

El golpe de ariete es un cambio en la presión, por arriba o por abajo de la presión normal, ocasionado por una variación en el gasto de un tubo. Cada vez que cambia el gasto, ya sea que aumente o disminuya, se produce un golpe de ariete. Pero los esfuerzos no son críticos en tubos de diámetro pequeño con flujo a baja velocidad.

El agua que fluye en un tubo tiene una cantidad de movimiento igual a la masa del agua multiplicada por su velocidad. Cuando se cierra una válvula, esta cantidad de movimiento se reduce a cero. Este cambio causa un aumento en la presión que empieza en la válvula y se transmite a lo largo del tubo. La presión en la válvula aumentará hasta que sea lo bastante alta para vencer la cantidad de movimiento del agua y hacer que ésta se detenga. Este aumento de presión recorre toda la longitud del tubo hasta llegar al depósito (Fig. 21.32).

En el instante en que la onda de presión llega al depósito, el agua que hay dentro del tubo está inmóvil, pero a una presión mucho más alta que la normal. Después, la presión diferencial entre el tubo y el depósito ocasiona que el agua del tubo retorne al depósito. Conforme el agua fluye hacia el depósito, la presión dentro del tubo cae.

En el instante en que la presión en la válvula llega a la normal, el agua ha alcanzado una cantidad de movimiento considerable en el tubo. Cuando el agua fluye desde la válvula cerrada, cae la presión en la válvula hasta que la presión diferencial vuelve a hacer que se detenga el agua. Esta caída de presión empieza en la válvula y continúa por el tubo hasta llegar al depósito.

La presión en el tubo es ahora inferior a la normal, por lo cual el agua del depósito se precipita hacia el tubo. Este ciclo se repite una y otra vez hasta que la fricción amortigua estas oscilaciones. Debido a la alta velocidad de las ondas de presión, cada ciclo puede tomar sólo una fracción de segundo.

La velocidad de la onda en un tubo se determina con la ecuación

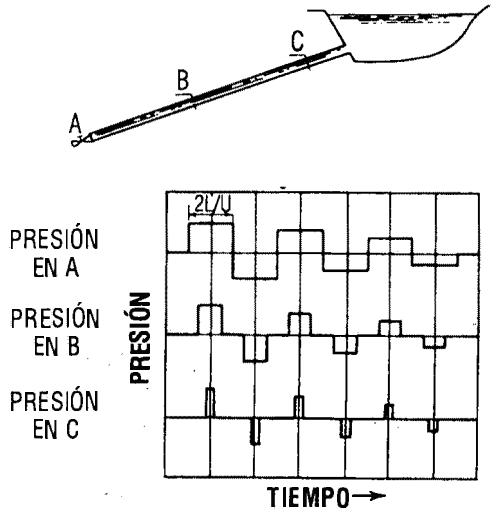


Figura 21.32 Variación de la presión con el tiempo en tres puntos de una tubería de presión, para el golpe de ariete ocasionado por el cierre instantáneo de una válvula.

$$U = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \sqrt{\frac{1}{1 + ED/E_p t}} \qquad (21.61)$$

donde U = velocidad de la onda de presión a lo largo de un tubo, en ft/s

E = módulo de elasticidad del agua, 43.2 $\times 10^6$ psf

ρ = densidad del agua, 1.94 lb · s/ft^4 (peso específico dividido entre la aceleración de la gravedad)

D = diámetro del tubo, en ft

E_p = módulo de elasticidad del material del tubo, en psf

t = espesor de la pared del tubo, en ft

21.13.1 Cierre instantáneo

La magnitud del cambio de la presión que ocurre cuando varía el flujo depende de la rapidez de cambio del flujo y de la longitud de la tubería. Cualquier movimiento gradual de una válvula que se hace en menos tiempo de lo necesario para que una onda de presión avance desde la válvula al depósito y se refleje de retorno a la válvula, produce el mismo cambio en la presión que un cierre instantáneo. Para un cierre instantáneo:

$$T < \frac{2L}{U} \qquad (21.62)$$

donde L = longitud del tubo del depósito a la válvula, en ft

T = Tiempo requerido para cambiar la posición de la válvula, en segundos

En la figura 21.32 se ilustra una gráfica de la presión contra el tiempo para diversos puntos a lo largo de un tubo, para un cierre instantáneo de una válvula. La ecuación (21.63*a*) para el aumento o caída de presión ocasionado al graduar una válvula se obtuvo al igualar la cantidad de movimiento del agua en el tubo con el impulso requerido para detener el agua

$$\Delta p = -\rho U \, \Delta V \qquad (21.63a)$$

En términos de carga hidráulica de presión, la ecuación (21.63*a*) se convierte en

$$\Delta h = -\frac{U \Delta V}{g} \qquad (21.63b)$$

donde Δp = cambio en la presión, desde la presión de referencia, debido a un cambio instantáneo en la posición de una válvula, en psf

Δh = cambio de carga, desde la normal, debido a un cambio instantáneo en la posición de una válvula, en ft

ΔV = cambio en la velocidad del agua ocasionado al cambiar la posición de una válvula, en ft/s

Si el cierre o apertura de una válvula son instantáneos, el cambio de presión puede calcularse en un paso con la ecuación (21.63).

21.13.2 Cierre gradual

El siguiente método para determinar el cambio en la presión debido a un cierre gradual de una válvula da una solución rápida, aproximada. Se supone que el aumento en la presión o cambio en la carga hidráulica está en proporción directa con el tiempo de cierre:

$$\Delta h_g = \frac{t_i \, \Delta h}{T} = \frac{2L \Delta V}{Tg} \qquad (21.64)$$

donde Δh_g = cambio en la carga hidráulica a causa de un cierre gradual, en ft

t_i = tiempo que toma la onda en viajar de la válvula al depósito y se refleja a la válvula, s

T = tiempo real de cierre de la válvula, en segundos

Δh = aumento en la carga hidráulica debido al cierre instantáneo, en ft

L = longitud del tubo, en ft

ΔV = cambio en la velocidad del agua, debido al cierre instantáneo, en ft/s

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

La integración aritmética es un método mucho más exacto para encontrar el cambio de presión debido a un movimiento gradual de la válvula y se programan con facilidad en una computadora y están

disponibles en paquetes de software. La integración es un medio directo para estudiar cada elemento físico del proceso de golpe de ariete. Se supone que la válvula cierra en una serie de movimientos pequeños y cada uno ocasiona una onda individual de presión. La magnitud de estas ondas depresión se expresa con la ecuación (21.63). Las ondas individuales depresión se totalizan para dar la presión en cualquier punto deseado para cierto tiempo.

El primer paso en este método es seleccionar el intervalo de tiempo para cada incremento de movimiento de la válvula. (Es conveniente que el intervalo de tiempo sea algún submúltiplo de L/U, como L/aU, en donde a puede ser cualquier entero, de modo que las ondas de presión reflejadas en el depósito se superpongan a las ondas nuevas formadas en la válvula. La onda formada en la válvula tendrá signo opuesto al de la onda reflejada del depósito y, por tanto, habrá la tendencia a que las ondas se cancelen entre sí.) Si se supone que una válvula está abierta por completo y se requieren T segundos para cerrarla, el número requerido de incrementos de movimientos de cierre es $T/\Delta t$, donde Δt, el incremento de tiempo, es igual a L/aU.

Una vez determinado el intervalo de tiempo, debe hacerse una estimación del cambio ΔV de velocidad durante cada intervalo de tiempo, para aplicar la ecuación (21.63). Una estimación aproximada para la velocidad después del cambio incremental es $V_n = V_o\,(A_n/A_o)$, donde V_n es la velocidad después de cierto incremento de movimiento, V_o la velocidad inicial, A_n el área de la abertura de la válvula después del incremento del movimiento correspondiente y A_o el área inicial de la abertura de la válvula.

Ahora puede calcularse el cambio en la carga hidráulica con la ecuación (21.63). Al conocer la carga, la velocidad estimada puede comprobarse con la siguiente ecuación:

$$V_n = \frac{V_o A_n}{A_o}\sqrt{\frac{H_o + \Sigma\Delta h}{H_o}} \qquad (21.65)$$

donde H_o = carga hidráulica en la válvula antes de cualquier movimiento de ésta, en ft

$H_o + \Sigma\,\Delta\,h$ = carga total en la válvula después de un movimiento particular. Incluye el cambio en presión ocasionado por el movimiento de la válvula, más el efecto de las ondas reflejadas desde el depósito, en ft

A_n = área de la apertura de la válvula después de n cierres incrementales. Esta área puede determinarse a partir de las características de cierre de la válvula o al suponer sus características, en ft^2

Si la velocidad obtenida con la ecuación (21.65) difiere mucho de la velocidad estimada, entonces debe utilizarse la obtenida con la ecuación (21.65) para volver a calcular Δh.

(V. J . Zipparo and H. Hasen *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., McGraw-Hill Inc., New York.)

Ejemplo 21.8: El siguiente problema ilustra el uso de los métodos procedentes y compara los resultados: de una tubería de presión de acero, longitud = 3000 ft, diámetro = 10 ft, área = 78.5 ft^2, velocidad inicial = 10 ft/s, espesor de la pared del tubo = 1 in, carga en la turbina con la válvula abierta = 1000 ft y módulo de elasticidad del acero = 43.2×10^8 psf.

(Para tubos de presión como los ilustrados en la figura 21.32, el espesor y el diámetro, normalmente, varían según la carga. Por tanto, la velocidad de las ondas de presión es diferente en cada sección del tubo de presión. Deben efectuarse cálculos separados para la velocidad de la onda de presión, por cada espesor y diámetro del tubo de presión a fin de obtener el tiempo requerido para que una onda viaje al depósito y retorne a la válvula.)

La velocidad de la onda de presión, según la ecuación (21.61) es

$$U = \sqrt{\frac{E}{\rho}}\sqrt{\frac{1}{1+ED/E_p t}}$$

$$= \sqrt{\frac{43.2\times10^6}{1.94}}\sqrt{\frac{1}{1+43.2\times10^6\times10\times12/(1\times43.2\times10^8)}}$$

$$= 3180 \text{ ft/s}$$

El tiempo requerido para que la onda viaje hasta el depósito y se refleje de retorno a la válvula= $2L/U$ = 6000/3180 = 1.90 s.

Si el tiempo T de cierre de la válvula es menor de 1.90 s, el cierre es instantáneo y el aumento de presión, según la fórmula (21.63), es

$$\Delta h = \frac{U\,\Delta V}{g} = \frac{3180\times10}{32.2} = 990 \text{ ft}$$

Si se supone que $T = 4.75$ s, la ecuación aproximada (21.64) da el siguiente resultado:

$$\Delta h_g = \frac{t_i\,\Delta h}{T} = \frac{1.90 \times 990}{4.75} = 396 \text{ ft}$$

21.13.3 Cámaras de oscilación

Es antieconómico diseñar tuberías largas para las presiones generadas por el golpe de ariete u operar una válvula con la suficiente lentitud para reducir estas presiones. Por lo general, para evitar el golpe de ariete, se utiliza una cámara de oscilación instalada cerca de las válvulas al final de conductos largos. Una cámara de oscilación es un tanque que contiene agua y que está conectado con el conducto; la columna de agua, en realidad, flota sobre la tubería.

Cuando se cierra una válvula en forma repentina, el agua en el tubo entra en la cámara de oscilación. El nivel del agua dentro de la cámara se eleva hasta que el aumento en la presión en la cámara contrarresta la cantidad de movimiento del agua. Cuando se abre una válvula en forma repentina, la cámara de oscilación suministra agua a la tubería cuando se reduce la presión. La sección de tubo (Fig. 21.33) entre la cámara de oscilación y la válvula, debe diseñarse aun para el golpe de ariete; no obstante, el tiempo de cierre para reducir las presiones en esta sección será sólo una fracción del tiempo requerido si no se tiene cámara de oscilación.

Aunque una cámara de oscilación es uno de los dispositivos más utilizados para evitar el golpe de ariete, no es el único. Se usan ampliamente diversos tipos de válvulas de alivio y cámaras de aire en tuberías de diámetro pequeño, en donde la presión del golpe de ariete puede aliviarse al descargar una cantidad relativamente pequeña de agua.

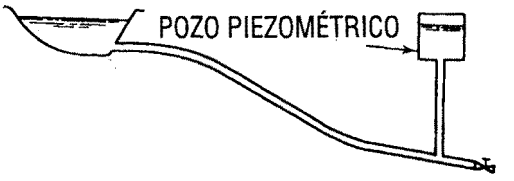


Figura 21.33 El pozo piezométrico se coloca cerca de la válvula en la tubería de presión para evitar el golpe de ariete.

Esfuerzos en tuberías

21.14 Esfuerzos perpendiculares al eje longitudinal

Los esfuerzos que actúan perpendicularmente al eje longitudinal de un tubo son causados por presiones internas o externas, contra las paredes del tubo.

La presión interna crea un esfuerzo que se suele llamar de tensión perimetral o de zincho (anillo). Puede calcularse al tomar 1 diagrama de cuerpo libre de un tramo de tubería de una in de longitud cortada por planos verticales transversales al eje longitudinal (Fig. 21.34). Las fuerzas en la dirección vertical se cancelan entre sí. La suma de las fuerzas en la dirección horizontal es

$$pD = 2F \tag{21.66}$$

donde p = presión interna, en psi

D = diámetro exterior del tubo, en in

F = fuerza que actúa sobre cada extremo cortado del tubo, en lb

Por tanto, el esfuerzo, en psi, sobre el material del tubo es

$$f = \frac{F}{A} = \frac{pD}{2t} \tag{21.67}$$

donde A = área del extremo cortado del tubo, en ft^2

t = espesor de la pared del tubo, en in

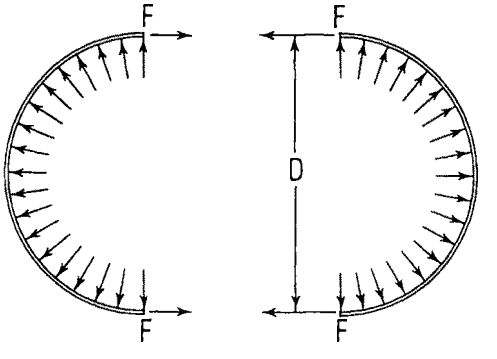


Figura 21.34 La presión interna en un tubo produce tensión perimetral.

En la deducción de la ecuación (21.67) parecería que el diámetro utilizado para los cálculos debería ser el diámetro interior. Sin embargo, la ecuación (21.67) no es exacta en teoría y da esfuerzos un poco menores de los que se generan en realidad. Por esta razón, a menudo se utiliza el diámetro exterior (véase también la sección 6.10).

La ecuación (21.67) es exacta para todos los fines prácticos cuando D/t es igual o mayor de 50. Si D/t es menor de 10, esta ecuación, por lo general, es muy conservadora y da por resultado un proyecto antieconómico. Para tubos de acero, la ecuación (21.67) da en forma directa el espesor requerido para resistir la presión interna.

Para tubos de concreto, este análisis es aproximado porque el concreto no puede resistir grandes esfuerzos de tensión. La fuerza F debe soportarse mediante refuerzo de acero. En la ecuación (21.67) se utiliza el diámetro interior para los tubos de concreto.

Cuando un tubo tiene alguna presión externa que actúa contra él, el análisis es mucho más complejo porque el material del tubo ya no actúa sólo en tensión directa. La presión externa crea esfuerzos de flexión y compresión que ocasionan pandeo.

(S. P. Timosheko and J. M. Gere, *Theory of Elastic Stability*, 2nd ed., McGraw-Hill Book Company, NewYork.)

21.15 Esfuerzos paralelos al eje longitudinal

Si un tubo está soportado sobre manchones o pilares, actúa como una viga. Los esfuerzos pueden calcularse a partir de las ecuaciones para momento de flexión y cortante para una viga circular, continua, hueca. Este esfuerzo no suele ser crítico en tubos con cargas grandes. Sin embargo, los tubos de acero de pared delgada suelen requerir atiesadores para evitar el pandeo y la deflexión excesiva por las cargas concentradas.

21.16 Expansión por temperatura del tubo

Si el tubo está expuesto a una amplia variedad de temperaturas el tubo debería diseñarse para el esfuerzo debido a la variación en la temperatura o deberían proveerse juntas de dilatación o expansión. El esfuerzo, en psi, debido a un cambio de temperatura es

$$f = cE\,\Delta T \tag{21.68}$$

donde E = módulo de elasticidad del material del tubo, en psi
ΔT = cambio en la temperatura a partir de la temperatura de instalación
c = coeficiente de dilatación térmica del material del tubo

El movimiento que se debe permitir, si se utilizan juntas de expansión, es

$$\Delta L = L\,c\,\Delta T \tag{21.69}$$

donde ΔL = movimiento en la longitud del tubo
L = longitud entre juntas de dilatación

21.17 Fuerzas ocasionadas por codos en tuberías

Se acostumbra utilizar bloques de empuje en las curvas o codos para resistir las fuerzas sobre la tubería causadas por el cambio en la cantidad de movimiento y la presión interna desbalanceada del agua.

En todos los codos habrá una ligera pérdida de carga hidráulica debida a la turbulencia y la fricción. Esta pérdida ocasionará un cambio en la presión en el codo, pero suele ser lo bastante pequeña como para no tomarla en cuenta. Cuando hay un cambio en el área de la sección transversal del tubo, habrá un cambio adicional en la presión que puede calcularse con la ecuación de Bernoulli (véase el ejemplo 6, sección 21.6). En este caso, la presión diferencial puede ser grande y debe considerarse.

El diagrama de fuerzas de la figura 21.35 es un método conveniente para encontrar la fuerza resultante sobre un codo. Las fuerzas pueden resolverse en componentes X y Y para encontrar la magnitud y dirección de la resultante sobre el tubo. En la figura 21.35:

donde V_1 = velocidad antes de un cambio en el tamaño del tubo, en ft/s
V_2 = velocidad después de un cambio en el tamaño del tubo, en ft/s

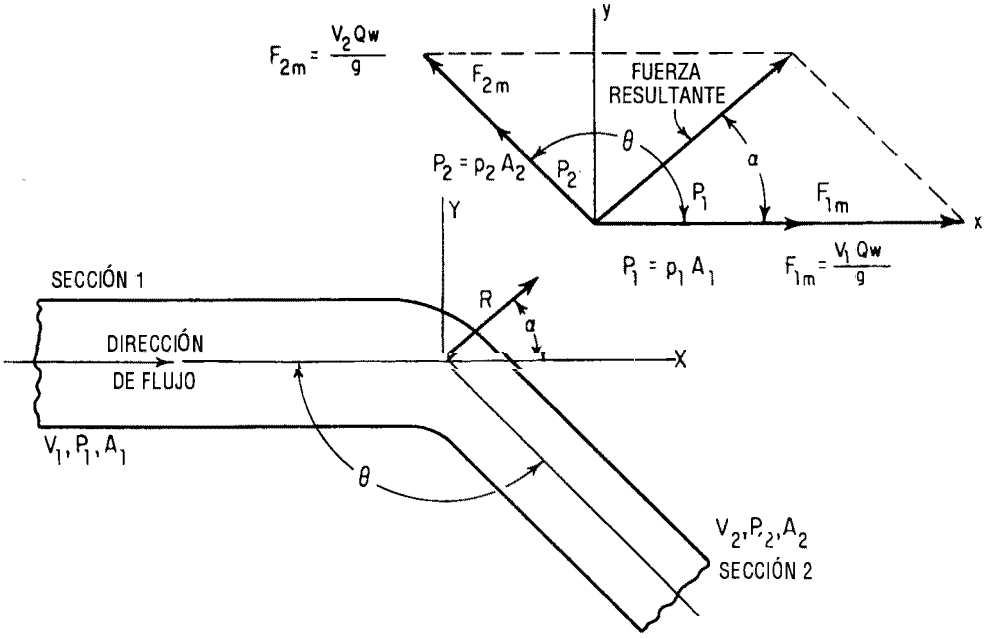


Figura 21.35 Fuerzas producidas por el flujo en un tubo por un codo y por el cambio en diámetro.

p_1 = presión antes de un codo o cambio en el diámetro del tubo, psf

p_2 = presión después de una curva o cambio en el diámetro del tubo, psf

A_1 = área antes de un cambio en el diámetro del tubo, en ft^2

A_2 = área después de un cambio en el diámetro del tubo, en ft^2

F_{2m} = fuerza debida a la cantidad de movimiento del agua en la sección 2 = V_2Qw/g

F_{1m} = fuerza debida a la cantidad de movimiento del agua en la sección 1 = V_1Qw/G

P_2 = presión del agua en la sección 2 multiplicada por el área de la sección 2 $= p_2A_2$

P_1 = presión del agua en la sección 1 multiplicada por el área de la sección 1 $= p_1A_1$

w = peso específico del líquido, en lb/ft^3

Q = gasto, en ft^3/s.

Si no se toma en cuenta la pérdida de presión en la curva y no hay cambio en la magnitud de la velocidad alrededor de la curva, las ecuaciones (21.70) y (21.71) dan una solución rápida.

$$R = 2A\left(w\frac{V^2}{g} + p\right)\cos\frac{\theta}{2} \qquad (21.70)$$

$$\alpha = \frac{\theta}{2} \qquad (21.71)$$

donde R = fuerza resultante sobre el codo, en lb

α = ángulo que forma R con F_{1m}

p = presión, en psf

w = peso específico del agua, 62.4 lb/ft^3

V = velocidad de flujo, en ft/s

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

A = área del tubo, en ft^2

θ = ángulo entre los tubos ($0° \leq \theta \leq 180°$)

Aunque bloques de empuje suelen utilizarse para resistir la fuerza en los codos, en muchos casos el material del tubo toma esta fuerza. El esfuerzo causado por esta fuerza se suma en forma directa a los otros esfuerzos a lo largo del eje longitudinal del tubo. En los tubos pequeños, la

fuerza ocasionada por el codo puede ser soportada con facilidad por el material del tubo; pero las uniones y juntas también deben ser capaces de soportar estas fuerzas.

Alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto cerrado para drenar una superficie por debajo de una carretera, ferrocarril, canal u otro terraplén. La pendiente de una alcantarilla y sus condiciones de entrada y salida se suelen determinar por la topografía del sitio. Debido a las muchas combinaciones que se obtienen al variar las condiciones de entrada, condiciones de salida y pendiente, no puede darse una sola fórmula aplicable a todos los problemas de alcantarillas.

El método básico para determinar el gasto o caudal en una alcantarilla es la aplicación de la ecuación de Bernoulli entre un punto justo en el exterior de la entrada y un punto en algún lugar aguas abajo. Es necesario conocer el flujo uniforme y no uniforme para entender a fondo el flujo en una alcantarilla. Sin embargo, hacer un análisis teórico exacto que incluya cálculos detallados de las curvas de abatimiento y remanso, usualmente no se justifica por la poca exactitud al determinar el gasto o escurrimiento. Que no se tengan en cuenta las curvas de abatimiento y remanso, no influye en forma seria en la exactitud, pero simplifica mucho los cálculos.

21.18 Alcantarillas con pendiente crítica o mayor

En una alcantarilla con pendiente crítica, la profundidad o tirante normal (Secc. 21.22) es igual a la profundidad o tirante crítica (Secc. 21.23).

Entrada sumergida o sin sumersión pero con descarga libre ■ Si una alcantarilla tiene pendiente crítica o mayor que ésta, es decir, el tirante normal es igual o menor que el tirante crítico, el gasto dependerá por entero de las condiciones de entrada (Fig. 21.36). Al aumentar la pendiente de la alcantarilla más allá de la pendiente crítica (la pendiente apenas suficiente para mantener el flujo en el tirante crítico), se disminuirá el tirante de flujo aguas abajo desde la entrada. Pero el aumento en la pendiente no elevará la cantidad de agua que entra a la alcantarilla porque la profundidad de la entrada seguirá siendo la crítica.

El gasto se expresa con la ecuación para el flujo por un orificio si la entrada está sumergida o con la ecuación para flujo sobre un vertedor si la entrada

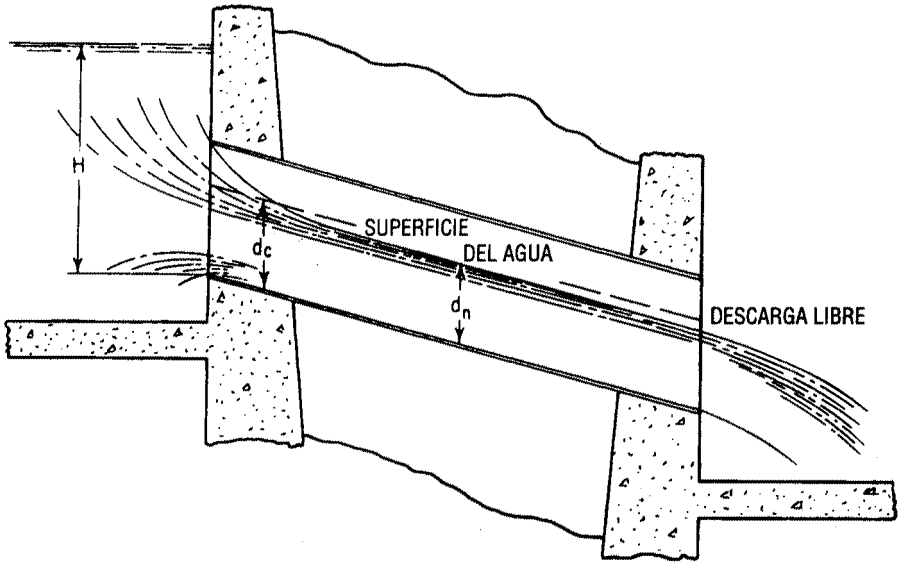


Figura 21.36 Flujo a lo largo de una alcantarilla con descarga libre. El tirante normal d_n es menor que el tirante crítico d_c; la pendiente es mayor que la crítica. La descarga depende del tipo de entrada y de la carga hidráulica H.

no está sumergida. Los coeficientes de descarga para vertederos y orificios dan buenos resultados, pero no cubren todas las condiciones de entrada que se encuentran en los problemas de alcantarillas. Por esta razón, se han desarrollado software de computadora gráficas y nomogramas de uso casi exclusivo para el diseño. (*Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics*, EB058W Portland Cement Association.)

Entrada sin sumergir pero salida o descarga sumergida ■ En este caso, la salida sumergida ocasionará que ocurra un salto hidráulico en la alcantarilla (Fig. 21.37). El salto no afectará el caudal de la alcantarilla y el control está todavía en la entrada.

Entrada y salida sumergidas ■ Cuando tanto la entrada como la descarga están sumergidas (Fig. 21.38), la alcantarilla conduce a pleno caudal y el gasto es independiente de la pendiente. Esto es análogo al flujo normal en tubos y puede resolverse sin dificultad con las fórmulas de Manning o de Darcy-Weisbach para pérdidas por fricción [ecuación (21.33*d*) o (21.30)]. Con la ecuación de Bernoulli entre la entrada y la salida, y la ecuación de Manning para la pérdida por fricción, se obtiene la siguiente ecuación:

$$H = (1 + K_e)\frac{V^2}{2g} + \frac{V^2 n^2 L}{2.21R^{4/3}} \qquad (21.72)$$

Al despejar para la velocidad del flujo se tiene.

$$V = \sqrt{\frac{H}{(1 + K_e/2g) + (n^2 L/2.21R^{4/3})}} \qquad (21.73)$$

donde H = diferencia en elevación entre aguas arriba y aguas abajo, en ft
V = velocidad en la alcantarilla, en ft/s
g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2
K_e = coeficiente de pérdida en la entrada (Sec. 21.20)
n = coeficiente de rugosidad de Manning
L = longitud de la alcantarilla, en ft
R = radio hidráulico de la alcantarilla, en ft

Esta ecuación (21.72) puede resolverse de modo directo, porque la velocidad es la única incógnita.

21.19 Alcantarillas con pendientes menores que la crítica

La pendiente crítica es la pendiente apenas suficiente para mantener el flujo en el tirante crítico. Cuando la pendiente es menor que la crítica, el flujo se considera subcrítico (Sec. 21.23).

Entrada sumergida o sin sumersión, pero descarga libre ■ Para estas condiciones y según la carga hidráulica, el flujo puede ser a presión o a superficie libre.

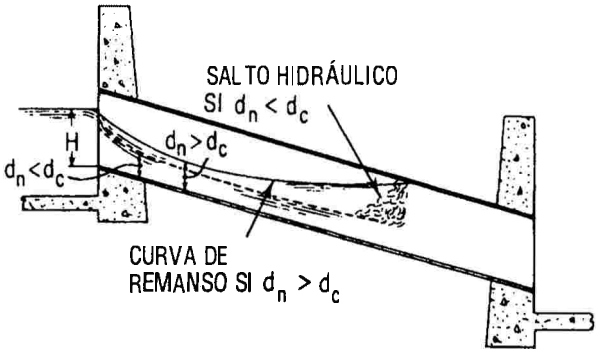


Figura 21.37 Flujo por una alcantarilla sin sumersión, pero con descarga sumergida. Cuando la pendiente es menor que la crítica, tiene lugar un flujo de canal abierto y $d_n > d_c$. Cuando la pendiente exceda de la crítica, el flujo depende de la condición de la entrada y $d_n < d_c$.

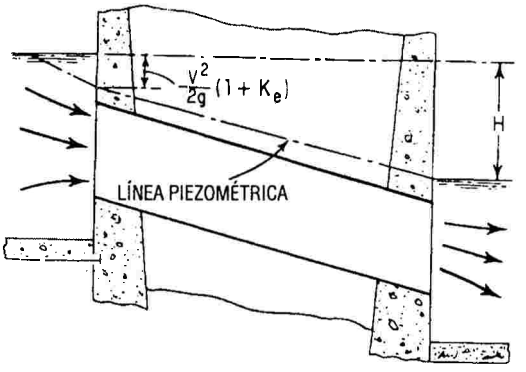


Figura 21.38 Con entrada y descarga sumergidas, ocurre un flujo normal de tubo en una alcantarilla y la descarga es independiente de la pendiente. El fluido circula a presión. El gasto puede determinarse con las ecuaciones de Bernoulli y de Manning.

El gasto, para la condición de flujo a superficie libre (Fig. 21.39), se obtiene al aplicar la ecuación de Bernoulli en un punto justo fuera de la entrada y un punto a una corta distancia aguas abajo de la entrada. Por tanto

$$H = K_e \frac{V^2}{2g} + \frac{V^2}{2g} + d_n \qquad (21.74)$$

La velocidad puede obtenerse con la ecuación de Manning:

$$V^2 = \frac{2.2SR^{4/3}}{n^2} \qquad (21.75)$$

Al sustituirla en la ecuación (21.74), se tiene

$$H = (1 + K_e)\frac{2.2}{2gn^2} SR^{4/3} + d_n \qquad (21.76)$$

donde H = carga en la entrada, medida desde el fondo de la alcantarilla, en ft

K_e = coeficiente de pérdida en la entrada (Sec. 21.20)

S = pendiente de la línea de energía que, para las alcantarillas, se supone igual que la pendiente del fondo de la alcantarilla

R = radio hidráulico de la alcantarilla, en ft

d_n = tirante normal de flujo, en ft

Para resolver la ecuación (21.76), es necesario probar diferentes valores de d_n y los valores correspondientes de R hasta encontrar un valor que satisfaga la ecuación. Si la carga en una alcantarilla es grande, un valor de d_n menor que el diámetro de la alcantarilla no satisfará la ecuación (21.76). Esto significa que el flujo es a presión (Fig. 21.40) y el gasto se obtiene con la ecuación (21.72).

Cuando la profundidad del agua está ligeramente debajo de la parte superior de la alcantarilla, hay un cierto intervalo de flujo inestable que fluctúa entre flujo a presión y a superficie libre. Si existe esta condición, es buena costumbre calcular el gasto tanto para flujo a presión como para flujo a superficie libre. Se debe suponer que existe la condición que produce el gasto menor.

Alcantarilla corta con descarga libre ■ Cuando una alcantarilla con una pendiente menor a la crítica tiene la salida libre, habrá un abatimiento de la superficie del agua en la salida y en cierta distancia aguas arriba. La magnitud del abatimiento depende de la pendiente de fricción en la alcantarilla y de la diferencia entre los tirantes crítico y normal. Si la pendiente de fricción se aproxima a la crítica, la diferencia entre el tirante normal y el tirante crítico es pequeña (Fig. 21.39) y el abatimiento no se extenderá una distancia apreciable aguas arriba. Cuando la pendiente de fricción es casi horizontal habrá una gran diferencia entre el tirante normal y el crítico. El efecto del abatimiento se extenderá una mayor distancia aguas arriba y puede llegar a la entrada de un alcantarilla corta (Fig. 21.41). Este abatimiento del nivel del agua en la entrada de la alcantarilla aumenta el gasto y ocasiona que sea más o menos el mismo que para una alcantarilla con una pendiente más pronunciada que la crítica (Sec. 21.18). Ahora bien, la mayoría de las alcantarillas tienen una pendiente demasiado pronunciada como para que el remanso tenga efecto en una distancia apreciable corriente arriba.

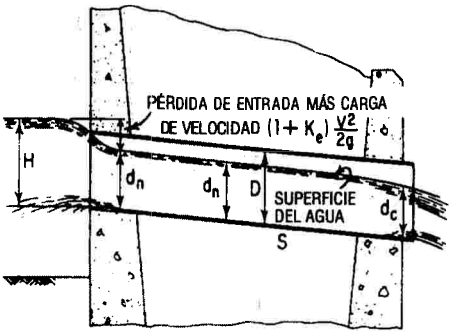


Figura 21.39 Flujo por una alcantarilla con descarga libre y tirante normal d_n mayor que el tirante crítico d_c cuando la entrada no está sumergida o está ligeramente sumergida. El gasto depende de la carga H, de la pérdida en la entrada y de la pendiente de la alcantarilla.

Entrada sin sumergir, pero salida sumergida ■ Si el nivel de la salida sumergida está muy por debajo de la parte inferior de la entrada (Fig. 21.37), el remanso de la parte sumergida no se extenderá hasta la entrada. El gasto en este caso se obtiene con la ecuación (21.76).

Si el nivel de la salida sumergida está cerca del nivel de la entrada, puede suponerse que el remanso hará que la alcantarilla conduzca pleno caudal y se tendrá como resultados una condición de flujo a

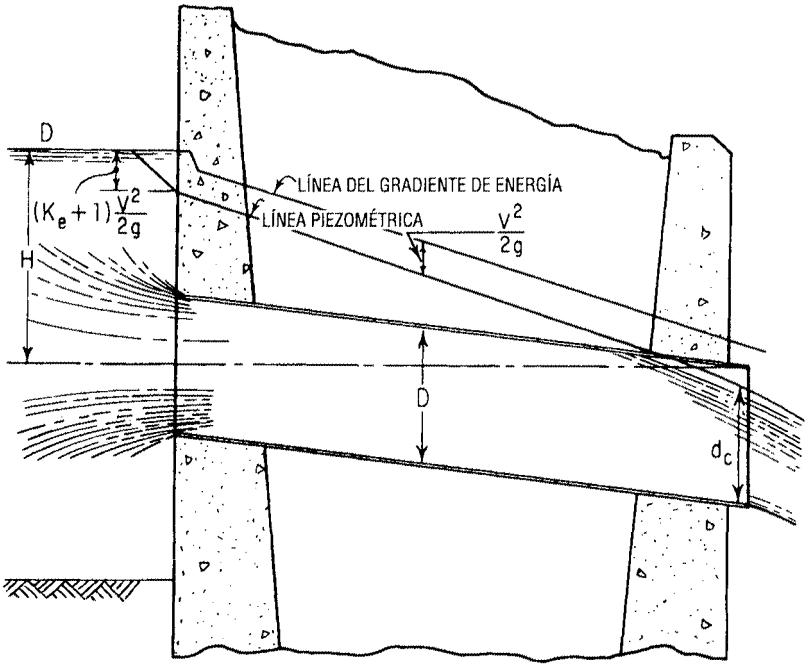


Figura 21.40 Flujo por una alcantarilla con descarga libre y con tirante normal d_n mayor que el tirante crítico d_c, cuando la entrada está profundamente sumergida. La alcantarilla funciona a tubo lleno. El gasto se obtiene con las ecuaciones para el flujo en tuberías.

presión. La descarga, en este caso, se obtiene con las ecuaciones (21.72) y (21.73).

Cuando el nivel de sumergencia queda entre los dos casos y el proyecto no amerita una aproximación por tanteos con curvas de remanso, es una buena costumbre suponer la condición que produce el menor gasto.

21.20 Pérdidas de entrada en alcantarillas

El flujo en una alcantarilla puede afectarse de manera significativa por la pérdida de carga, debido a las condiciones en la entrada (secciones 21.18 y 21.19). La tabla 21.10 enumera los coeficientes de pérdida de entrada K_e para algunas condiciones típicas de entrada.

Estos valores son para alcantarillas a tubo lleno. Cuando la entrada no está sumergida, los coeficientes suelen ser un tanto más bajos. Pero debido a las muchas incógnitas que intervienen en la determina-

TABLA 21.10 Coeficientes de pérdida de entrada para alcantarillas

Condición de entrada	K_e
Entrada saliente de borde agudo	0.9
Entrada a ras, borde cuadrado	0.5
Tubo de concreto, ranura o campana, saliente	0.15
Tubo de concreto, ranura o campana, a ras	0.10
Entrada bien redondeada	0.08

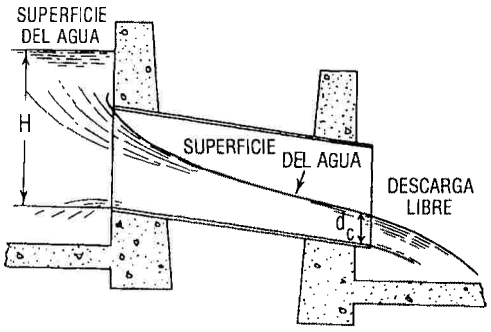


Figura 21.41 El abatimiento de la superficie del agua con descarga libre en una alcantarilla corta, con pendiente menor que la crítica, influye en el tirante en la entrada y controla el gasto de descarga.

ción con el flujo de las alcantarillas, los valores tabulados pueden usarse para casos con o sin sumersión, sin mucha pérdida de exactitud.

***Ejemplo* 21.9**: *Datos conocidos*: carga máxima encima de la parte superior de la alcantarilla = 5 ft, pendiente = 0.01, longitud = 300 ft, gasto Q = 40 ft^3/s, n = 0.013 y salida libre. Encuéntrese el tamaño de la alcantarilla.

Procedimiento: supóngase un tamaño de alcantarilla para la primera iteración: después, investíguese la sección supuesta para encontrar su gasto. Supóngase una sección de caja de concreto de 2 × 2 ft. Calcúlese Q, suponiendo control en la entrada, con la ecuación (21.44) para flujo por un orificio. El coeficiente C de descarga para un orificio de 2 ft^2 es de alrededor de 0.6. La carga h en la línea de centro de la entrada = 5 + ½ × 2 = 6 ft. El área de entrada a = 2 × 2 = 4 ft^2.

$$Q = Ca\sqrt{2gh} = 0.6 \times 4\sqrt{64.4 \times 6} = 47.2 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Para que el control esté en la entrada, el flujo debe ser supercrítico y d_n debe ser menor de 2 ft. Primero, encuentre d_n.

Para fines de cálculo del radio hidráulico, supóngase que el tirante es ligeramente menor de dos ft, porque esto dará el máximo valor posible del radio hidráulico para esta alcantarilla.

$$R = \frac{\text{área de flujo}}{\text{perímetro mojado}} = \frac{2 \times 2}{6} = 0.67 \text{ ft}$$

La aplicación de la ecuación (21.33*a*) da

$$V = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1.486}{0.013} \times 0.67^{2/3} \times 0.01^{1/2}$$

$$= 8.76 \text{ ft/s}$$

$$d_n = \frac{Q}{V \times \text{anchura}} = \frac{47.2}{8.76 \times 2} = 2.69 \text{ ft}$$

Como d_n es mayor que la profundidad de la alcantarilla, el flujo es a presión y no hay control en la entrada.

Como la alcantarilla está a presión, se aplica la ecuación (21.72). Pero

$$H = 5 + 0.01 \times 300 = 8 \text{ ft}$$

(véase la Figura 21.40). El radio hidráulico para el flujo en el tubo es $R = 2^2/8 = ½$. Al sustituir en la ecuación (21.72) se obtiene

$$8 = \frac{1.5V^2}{2g} + 0.0575\ V^2 = 0.0808\ V^2$$

$$V = \sqrt{8/0.0808} = 9.95 \text{ ft/s}$$

$$Q = V\ a = 9.95 \times 4 = 39.8 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Dado que la descarga de la sección supuesta para la alcantarilla bajo la carga hidráulica permisible es igual que el escurrimiento máximo esperado, la alcantarilla supuesta sería satisfactoria.

Flujo en canales abiertos

El flujo a superficie libre o flujo en canales abiertos incluye todos los casos de flujo en los cuales la superficie del líquido está abierta a la atmósfera. Por tanto, el flujo en un tubo es a superficie libre si el tubo sólo está parcialmente lleno.

21.21 Elementos básicos de los canales abiertos

Un **canal uniforme** es uno de sección transversal constante. Tiene **flujo uniforme** si la pendiente de la superficie del agua es la misma que la del canal. Por tanto, el tirante del flujo es constante en toda su longitud. El **flujo estacionario** o **permanente** en un canal ocurre si el tirante en cualquier lugar permanece constante con el tiempo.

El **gasto** o **caudal** Q en cualquier sección se define como el volumen de agua que pasa por esta sección por unidad de tiempo. Se expresa en ft cúbicos por segundo y se calcula con

$$Q = V\ A \qquad (21.77)$$

donde V = velocidad promedio, en ft/s

A = *área* de la sección transversal de flujo, en ft^2

Cuando el gasto es constante, se dice que el flujo es **continuo** y, por tanto,

$$Q = V_1A_1 = V_2A_2 = \ldots \qquad (21.78)$$

en donde los subíndices indican diferentes secciones del canal. La ecuación (21.78) se conoce como la ecuación de continuidad para flujo estacionario o permanente continuo.

En un canal uniforme, ocurre **flujo variado** si el perfil longitudinal de la superficie del agua no es paralelo al fondo del canal. El flujo variado existe dentro de los límites de las curvas de remanso, dentro de un salto hidráulico y en un canal con pendiente o gasto variables.

El **tirante** d, del flujo se toma como la distancia vertical, en ft, desde el fondo del canal hasta la superficie del agua. El **perímetro mojado** es la longitud, en ft, de una línea que limita el áera transversal del flujo, menos el ancho de la superficie libre. El **radio hidráulico**, R, es igual al área de flujo dividida entre su perímetro mojado. La **velocidad promedio**, V, del flujo se define como el gasto dividido entre el área del flujo,

$$V = \frac{Q}{A} \tag{21.79}$$

La carga de velocidad H_V, en ft, se obtiene con

$$H_V = \frac{V^2}{2g} \tag{21.80}$$

donde V = velocidad promedio, según ecuación (21.79), ft/s

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2.

Las cargas de velocidad de los filamentos individuales del flujo varían en forma considerable por arriba y debajo de la carga de velocidad basada en la velocidad promedio. Dado que estas velocidades se elevan al cuadrado en los cálculos de carga y energía, el promedio de las cargas de velocidad será mayor que la carga de velocidad promedio. La **carga real de velocidad** puede expresarse como

$$H_{Va} = \alpha \frac{V^2}{2g} \tag{21.81}$$

en donde α es un coeficiente empírico que representa el grado de turbulencia. Los datos experimentales indican que α puede variar desde alrededor de 1.03 a 1.36 para canales prismáticos. Pero, por lo general, se toma como 1.00 en los cálculos hidráulicos prácticos y se evalúa sólo para investigaciones precisas de la pérdida de energía.

La energía total por libra de agua en relación con el fondo del canal en una sección vertical se llama **carga de energía específica**, H_e. Se compone del tirante de flujo en cualquier punto, más la carga de velocidad en ese punto. Se expresa, en ft, como

$$H_e = d + \frac{V^2}{2g} \tag{21.82}$$

Un perfil longitudinal de la elevación de la carga de energía específica se llama **línea de carga total** o **gradiente de energía**. Un perfil longitudinal de la superficie del agua se llama **línea piezométrica**. La distancia vertical entre estos perfiles en cualquier punto es igual que la carga de velocidad en ese punto.

En la figura 21.42 se muestra una sección de canal abierto uniforme, en el cual las pendientes de la superficie S_w del agua y de la línea S de energía son iguales a la pendiente S_0 del fondo del canal.

La pérdida de carga por fricción h_f en la longitud L del canal es igual a la caída en elevación ΔZ del canal en la misma distancia.

21.22 Tirante normal de flujo

El tirante de flujo en equilibrio que existe en el canal de la figura 21.42 se llama tirante normal d_n. Este tirante es único para condiciones específicas de gasto y del canal. Puede calcularse por un método de tanteos cuando se conocen la forma, pendiente, rugosidad y gasto del canal. Para este cálculo, se ha sugerido una forma de la ecuación de Manning. (V. T. Chow, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York.)

$$AR^{2/3} = \frac{Qn}{1.486S^{1/2}} \tag{21.83}$$

donde A = área de flujo, en ft^2

R = radio hidráulico, en ft

Q = gasto o caudal, en ft^3/s

n = coeficiente de rugosidad de Manning

S = pendiente de la línea de energía o pérdida de carga en ft, debida a la fricción, por ft lineal de canal.

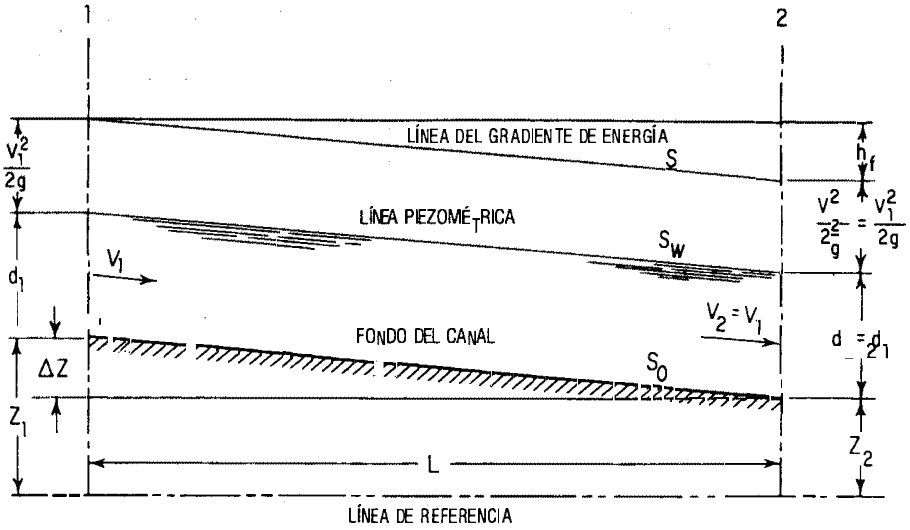


Figura 21.42 Características de flujo uniforme en un canal abierto.

$AR^{2/3}$ se denomina factor de sección. El tirante d_n para canales uniformes se puede calcular con el software de computadora o cálculos manuales simplificados por el uso de tablas que relacionan d_n con el ancho del fondo de un canal rectangular o trapezoidal o con el diámetro de un canal circular. (Véase, por ejemplo, E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company,, New York.)

En un canal prismático con pendiente que aumenta gradualmente, el tirante normal se reduce aguas abajo, como se ilustra en la figura 21.43 y su energía específica primero disminuye y, luego aumenta como se ilustra en la figura 21.44.

La energía específica es grande inicialmente cuando el canal tiene una pendiente relativamente plana porque el tirante normal es grande (Fig. 21.43). Conforme disminuye el tirante hacia aguas abajo, la energía específica también se reduce y,

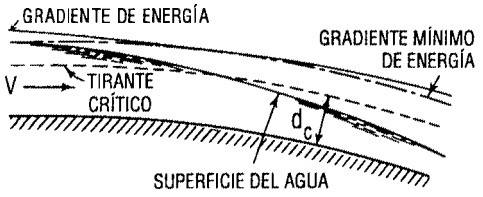


Figura 21.43 Canal prismático con pendiente del fondo gradualmente creciente. El tirante normal disminuye aguas abajo según aumenta la pendiente.

llega a un mínimo en el punto en que el flujo satisface la ecuación

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g} \tag{21.84}$$

en donde T es el ancho en la superficie libre del agua, en ft. Para un canal rectangular, la ecuación (21.84) se reduce a

$$\frac{d}{2} = \frac{V^2}{2g} \tag{21.85}$$

donde $V = Q/A$ = velocidad media del flujo, en ft^3/s

d = tirante de flujo, en ft

Esto indica que la energía específica es mínima en donde el tirante normal es igual al doble de la carga de velocidad. Conforme sigue la disminución en el tirante hacia aguas abajo, la energía específica vuelve a aumentar debido al aumento de la carga de velocidad (Fig. 21.44).

21.23 Tirante crítico de flujo de canal abierto

El tirante de flujo que satisface la ecuación (21.84) se llama **tirante crítico**, d_c. Para un valor dado de energía específica, el tirante crítico da el máximo gasto o, a la

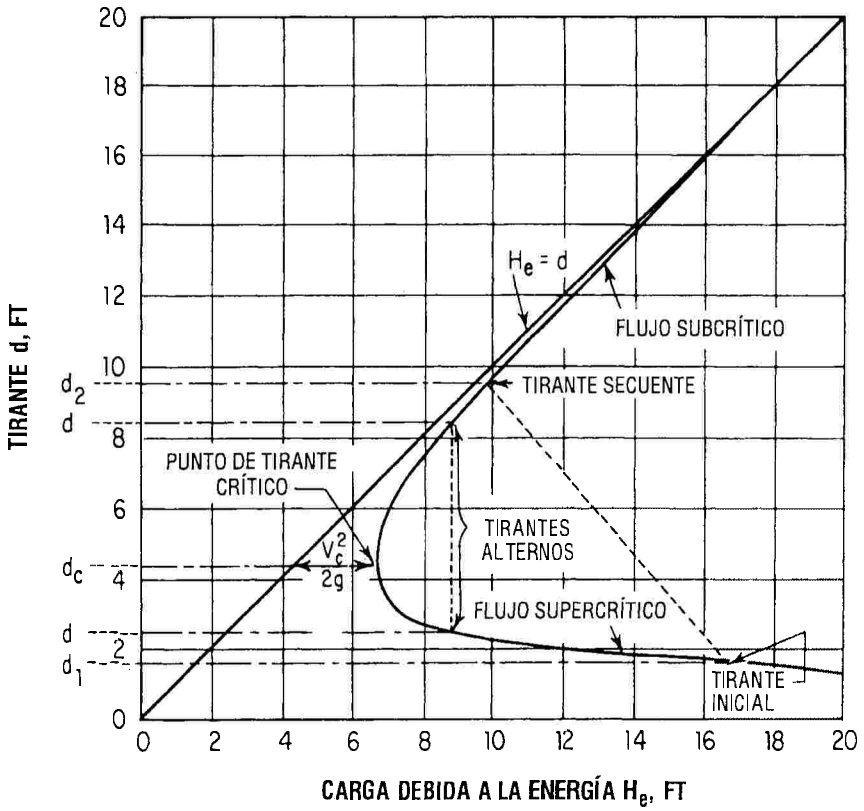


Figura 21.44 La carga hidráulica específica de energía H_e cambia con el tirante para gasto constante en un canal rectangular de pendiente variable. H_e es mínima en el tirante crítico.

inversa, para un gasto dado la energía específica es mínima para el tirante crítico (Fig. 21.44).

En la sección de pendiente suave aguas arriba del punto de tirante crítico en la figura 21.43, el tirante es mayor que el crítico. Entonces, el flujo se llama **flujo subcrítico**, lo cual indica que la velocidad es menor que la correspondiente al tirante crítico. En la sección de pendiente más pronunciada abajo del punto de tirante crítico, el tirante es menor que el crítico. La velocidad aquí excede a la del tirante crítico y el flujo es **supercrítico.**

El tirante crítico para un canal uniforme puede calcularse si se conoce el gasto. La determinación de este tirante no depende de la pendiente y rugosidad del canal, porque el tirante crítico sólo representa un tirante al cual la carga específica de energía es mínima. El tirante crítico puede calcularse por tanteos con la ecuación (21.84) o puede encontrarse directamente en las tablas (E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.) Para los canales rectangulares, la ecuación (21.84) puede reducirse a

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b^2 g}} \tag{21.86}$$

donde d_c = tirante crítico, en ft

Q = gasto o descarga, en ft^3/s

b = ancho del canal, en ft

Pendiente crítica es la pendiente del fondo de un canal que mantiene el flujo en el tirante crítico. Deben evitarse esas pendientes en el diseño de un canal, porque el flujo cerca del tirante crítico tiende a ser inestable y muestra turbulencia y ondulaciones en la superficie del agua.

Una vez calculado el tirante crítico, debe trazarse en toda la longitud del canal uniforme, cualquiera que sea la pendiente, para determinar si el tirante normal en cualquier sección es subcrítico o supercrítico. [Como se indica en la ecuación (21.85), si la carga de velocidades es menor que la mitad del tirante en un canal rectangular, el flujo es subcrítico; pero, si la carga de velocidad excede la mitad del

tirante, el flujo es supercrítico.] Si la configuración del canal es tal que el tirante normal pase de uno menor a uno mayor que el crítico, ocurrirá un salto hidráulico, junto con elevada pérdida de energía. El tirante crítico cambia si cambia la sección transversal del canal y por tanto se debe investigar la posibilidad de un salto hidráulico en la vecindad de una transición.

Para cada tirante mayor que el tirante crítico hay un tirante menor que el crítico, el cual tiene un valor idéntico de energía específica (Fig. 21.44). Estos tirantes de igual energía se llaman **tirantes alternos.** El hecho de que la energía es la misma para los tirantes alternos, no significa que el flujo pueda cambiar de un tirante alterno al otro y volver al primero. El flujo siempre buscará alcanzar el tirante normal en un canal uniforme y mantendrá ese tirante, salvo que encuentre un obstáculo.

Puede observarse en la figura 21.44 que cualquier obstrucción al flujo que reduzca la carga total ocasiona que el flujo subcrítico experimente una disminución en el tirante y un aumento en el flujo supercrítico.

Si existe flujo supercrítico por un momento en una pendiente plana, entonces, debido al cambio brusco de pendiente del canal (Fig. 21.52*b*), el tirante aumentará en forma súbita desde un tirante menor que el crítico hasta un tirante por arriba del crítico en un salto hidráulico. El tirante que sigue al salto, no será el tirante alterno. Ha habido una pérdida de energía al formarse el salto. Se dice que el nuevo tirante es conjugado al tirante inicial, lo cual indica un proceso irreversible. No hay fenómeno similar que permita un cambio súbito en el tirante de flujo subcrítico a flujo supercrítico con una ganancia correspondiente en energía. Ese cambio ocurre de modo gradual, sin turbulencia, como se indica en la figura 21.45.

21.24 Ecuación de Manning para flujo en canales abiertos

Una de las ecuaciones más conocidas entre las muchas desarrolladas para determinar el gasto en un canal con flujo a superficie libre es la variante para la **fórmula de Chezy** ideada por Manning.

$$V = C\sqrt{RS} \tag{21.87}$$

donde R = radio hidráulico, en ft

V = velocidad media del flujo, en ft/s

S = pendiente de la línea de energía o pérdida de carga hidráulica por la fricción por ft lineal de canal

C = coeficiente de rugosidad de Chezy

Manning propuso

$$C = \frac{1.486^{1/6}}{n} \tag{21.88}$$

en donde n es el coeficiente de rugosidad en la antigua fórmula de Gauguillet-Kutter (véase tam-

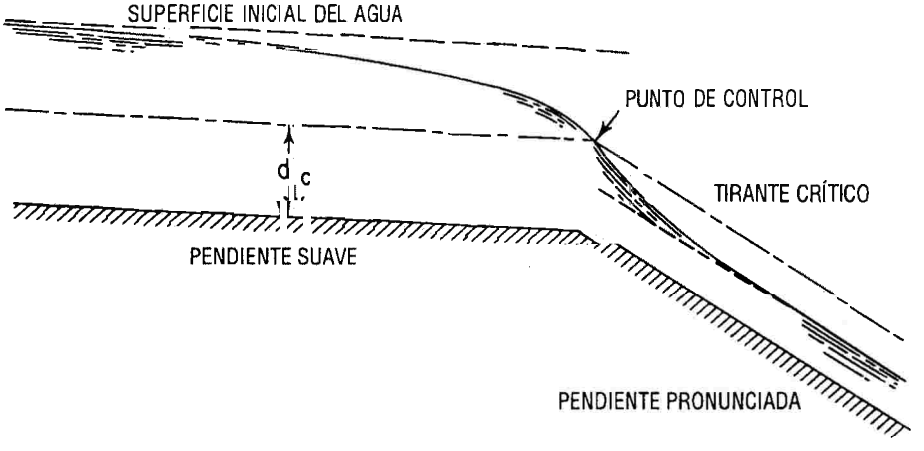


Figura 21.45 El cambio en el régimen de flujo subcrítico a supercrítico ocurre en forma gradual.

bién la Sec. 21.25). Cuando se utiliza la C de Manning en la fórmula de Chezy, se tiene como resultado la conocida ecuación de Manning:

$$V = \frac{1.486}{n} R^{2/3} S^{1/2} \qquad (21.89)$$

Dado que la descarga $Q = VA$, la ecuación (6.89) puede escribirse

$$Q = \frac{1.486}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \qquad (21.90)$$

donde A = área hidráulica, en ft^2

Q = gasto, en ft^3/s

Coeficiente de rugosidad para canales abiertos. Los valores del coeficiente n para la ecuación de Manning de rugosidad se han determinado para una amplia variedad de materiales de construcción de canales naturales y artificiales. En la tabla 21.11 se presentan algunos de estos valores tomados de la obra de V. T. Chow, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York. El Dr. Chow compiló los datos para esta tabla con el R. E. Horton y de los boletines técnicos publicados por el U. S. Department of Agriculture.

La rugosidad de un canal no permanece constante con el tiempo ni tampoco con el tirante de flujo. Un canal sin revestir, excavado en la tierra, puede tener un valor n al ponerlo en servicio y otro cuando tiene exceso de hierbas y maleza. Si se requiere que un canal sin revestir tenga un valor n razonablemente constante durante toda su vida útil, debe implantarse un programa continuo de mantenimiento.

El flujo con tirantes pequeños en un canal sin revestir da por resultado un aumento en el valor efectivo de n, si el fondo del canal tiene rocas grandes o surcos, porque estas salientes tendrán una influencia mayor en el flujo poco profundo que en el flujo profundo. Un flujo de mayor profundidad que el normal también da por resultado un aumento en el valor efectivo de n, si hay vegetación densa a lo largo de las orillas del canal. Cuando hay desbordamiento del canal por una creciente, el valor efectivo n aumenta cuando la creciente se derrama hacia zona de vegetación densa a los lados del canal. (Si bien basados en la rugosidad de la superficie, a menudo n en la práctica se trata como un parámetro concentrado para todas las pérdidas de carga hidráulica.) La rugosidad de un canal revestido experimenta cambios con el tiempo por el deterioro de la superficie y la acumulación de cuerpos extraños; por tanto, los valores promedio de n dados en la tabla 21.11 sólo se recomiendan para canales bien conservados. (Véase también la sección 21.9 y la tabla 21.4.)

21.25 Perfil de la superficie libre del agua para flujo gradualmente variado

Los ejemplos de los diversos perfiles de la superficie libre que son posibles para flujo gradualmente variado se ilustran en la figura 21.46. Estos perfiles representan las curvas de remanso que se forman en las condiciones ilustradas en los ejemplos (*a*) hasta (*r*).

Estas curvas se dividen en cinco grupos, de acuerdo con la pendiente del canal (Secc. 21.23). Cada grupo está marcado con una letra descriptiva de la pendiente: M para suave (subcrítica), S para pronunciada (supercrítica), C para crítica, H para horizontal y A para adversa. Las dos líneas discontinuas que aparecen en la figura izquierda de cada una de éstas son la **línea de tirante normal** (*normal-depth line*, N.D.L.), y la **línea de tirante crítico** (*critical-depth line*, C.D.L.). La N.D.L. y C.D.L. son idénticas para un canal de pendiente crítica y la N.D.L. sustituye con una línea horizontal, a una elevación arbitraria, para los canales de pendientes horizontales o adversa.

Hay tres tipos posibles de perfieles en los canales con pendiente suave o pronunciada y dos tipos para canales con pendiente crítica, horizontal y adversa.

La curva M1 es el conocido perfil del cual todas las curvas de remanso toman su nombre y es la más importante desde el punto de vista práctico. Se forma por encima de la línea de tirante normal. Ocurre cuando el agua es remansa en una corriente por agua alta en el canal de corriente abajo, como se ilustra en la figura 21.46*a* y *b*.

La curva M2 se forma entre las líneas de tirante normal y crítico. Ocurre en las condiciones ilustradas en la figura 21.46c y *d*, y corresponde a un aumento en el ancho o pendiente del canal.

La curva M3 se forma entre el fondo de canal y la línea de tirante crítico. Termina en un salto hidráulico, excepto cuando ocurre una caída en el

canal antes que pueda formarse un asalto. Los ejemplos de la curva M3 aparecen en la figura 21.46*e* y *f* (una compuerta parcialmente abierta y una disminución en la pendiente del canal, respectivamente.)

La curva S1 empieza en un salto hidráulico, se extiende aguas abajo y se vuelve tangente a una línea horizontal (Fig. 21.46*g* y *h*) para las condiciones del canal correspondiente a las de la figura 21.46*a* y *b*.

La curva S2, que suele llamarse curva de abatimiento, se extiende aguas abajo desde el tirante crítico y se vuelve tangente a la línea de tirante normal como puede verse en la figura 21.46*i* y *j*.

TABLA 21.11 Valores del coeficiente n de rugosidad para uso en la ecuación de Manning

	Mínimo	Promedio	Máximo
A. Flujo a superficie libre en conductos cerrados			
1. Atarjea de tormenta de metal acanalado	0.021	0.024	0.030
2. Superficie de mortero de cemento	0.011	0.013	0.015
3. Concreto (sin pulir)			
a. Cimbras de acero	0.012	0.013	0.014
b. Cimbras de madera lisas	0.012	0.014	0.016
c. Cimbras de madera rugosas	0.015	0.017	0.020
B. Canales revestidos			
1. Metal			
a. Acero liso (sin pintar)	0.011	0.012	0.014
b. Corrugado	0.021	0.025	0.030
2. Madera			
a. Cepillada, sin tratar	0.010	0.012	0.014
3. Concreto			
a. Acabado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
b. Gunita, sección buena	0.016	0.019	0.023
c. Gunita, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
4. Mampostería			
a. Piedra cementada	0.017	0.025	0.030
b. Piedra en seco	0.023	0.032	0.035
5. Asfalto			
a. Liso	0.013	0.013	
b. Rugoso	0.016	0.016	
C. Canales sin revestir			
1. Excavados en tierra, rectos y uniformes			
a. Limpios, después de intemperizar	0.018	0.022	0.025
b. Con pasto corto, pocas yerbas	0.022	0.027	0.033
c. Yerbas densas hasta la superficie	0.050	0.080	0.120
d. Maleza densa, alta	0.080	0.100	0.140
2. Tierra dragada			
a. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
b. Maleza ligera en los bordos	0.035	0.050	0.060
3. Gortados en roca			
a. Lisos y uniformes	0.025	0.035	0.040
b. Descargados e irregulares	0.035	0.040	0.050

La curva S3 es del tipo de transición. Se forma entre dos tirantes normales menores que el tirante crítico en las condiciones correspondientes a las de la figura 21.46*k* y *l*.

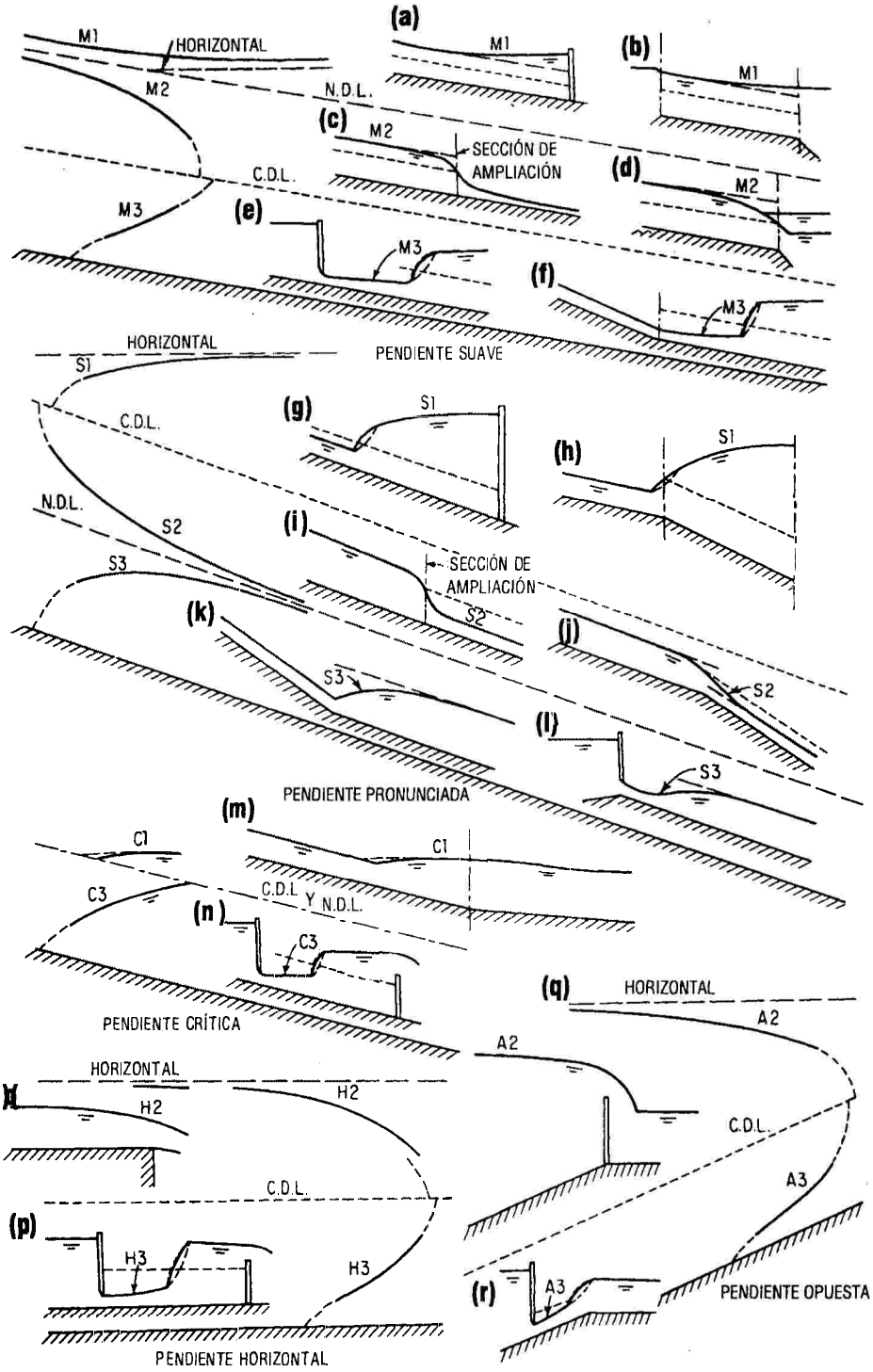


Figura 21.46 Perfiles típicos de flujo para canales con diversas pendientes. N.D.L. indica línea de tirante normal y C.D.L., línea de tirante crítico.

Los ejemplos en las figuras 21.46*m* hasta *r* muestran las condiciones para la formación de los perfiles *C*, *H* y *A*.

Las curvas en la figura 21.46 se aproximan en forma asintótica a la línea de tirante normal mientras convergen rápidamente a una vertical conforme se aproximan al tirante crítico. Las curvas que se aproximan al fondo lo intersecan a un ángulo definido, pero son imaginarias cerca del fondo, porque la velocidad tendría que ser infinita para satisfacer la ecuación (21.77), si el tirante fuera cero. Las curvas se ilustran con líneas discontinuas cerca de la línea de tirante crítico, como recordatorio de que esta parte de la curva no tiene el mismo grado de exactitud que el resto de la curva, por haber despreciado las componentes verticales de velocidad en los cálculos. Estas curvas empiezan o terminan en lo que se llama una sección de control.

Una **sección de control** es una sección en un canal prismático en la cual puede determinarse con facilidad el tirante del flujo estacionario. Este tirante suele ser diferente del tirante normal del canal debido a un cambio en la pendiente, compuertas, vertedores, cortinas, caída libre u otra característica en ese lugar que ocasiona la formación de una curva de remanso. Los cálculos para la longitud y forma del perfil de la superficie libre de una curva de remanso empiezan en este tirante y ubicación conocidos y avanzan aguas arriba o abajo, según el tipo de flujo. Para condiciones de flujo subcrítico, la curva avanza aguas arriba desde la sección de control en una curva real de remanso. El perfil en condiciones de flujo supercrítico se calcula hacia aguas abajo desde la sección de control y es mejor llamado curva de abatimiento.

La sección de control está siempre en el extremo de aguas abajo de una curva de remanso con flujo subcrítico y en el extremo de aguas arriba para flujo supercrítico. Esto puede explicarse como sigue: puede pensarse que una curva de remanso es el resultado de alguna alteración en el flujo uniforme, que ocasiona una onda de perturbación en el canal. La onda viaja con una velocidad, conocida como su **celeridad**, que es siempre igual a la velocidad crítica del canal. Si una onda intenta moverse hacia aguas arriba en contra del flujo supercrítico (flujo que se mueve con mayor velocidad que el crítico), será arrastrada aguas abajo por el flujo y no tendrá efecto en las condiciones aguas arriba. El flujo crítico mantiene estacionaria la onda de perturbación y se mueve aguas arriba en flujo subcrítico.

Cuando ocurre un salto hidráulico en una pendiente suave y va seguido por una caída libre (Fig. 21.51), se forman curvas de remanso antes y después del salto. La sección de control para la curva en la región supercrítica arriba del salto estará ubicada en la vena contracta que se forma justo debajo de la compuerta. El punto de control para la curva de remanso en la región supercrítica debajo del salto es en la caída libre en la cual ocurre el tirante crítico. Los cálculos para estas curvas de remanso se llevan hacia el salto desde sus respectivos puntos de control y se extienden a través del mismo, a fin de ayudar a la determinación exacta de su ubicación. Pero una curva de remanso no puede calcularse a través de un salto hidráulico desde ninguna dirección. Ambos perfiles tienen terminación abrupta en una línea vertical conforme se aproximan al tirante crítico y el salto hidráulico ocurre siempre a través del tirante crítico (Subsección 21.27.5).

(R. H. French, *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.26 Cálculo de curvas de remanso

La solución de una curva de remanso incluye el cálculo del perfil del flujo gradualmente variado. Entre los métodos de cálculo se incluyen el método de integración gráfica, el de integración directa y el método por pasos. Las explicaciones de los métodos de integración gráfica y directa pueden encontrarse en V. T. Chow, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York.

Hay dos variaciones del método de pasos: el método del paso directo o uniforme y el de paso estándar. Son sencillos y de uso muy generalizado y se dispone de muchos paquetes de sofware.

Para los cálculos por el método del paso directo, se divide el canal en tramos cortos, con pequeña variación entre ellos. En una serie de etapas, a partir del punto de control, se resuelve cada tramo sucesivamente. Se han desarrollado métodos para canales con secciones uniformes o variables.

El método **del paso directo** para calcular curvas de remanso incluye calcular una longitud desconocida del canal entre dos tirantes conocidos. El procedimiento se aplica sólo a canales prismáticos, uniformes con área de flujo de variación gradual.

Para la sección de canal en la figura 21.47, la ecuación de Bernoulli para el tramo entre las secciones 1 y 2 es

$$S_0L + d_1 + \frac{V_1^2}{2g} = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \bar{S}L \qquad (21.91)$$

donde V_1 y V_2 = velocidades medidas de flujo en las secciones 1 y 2, en ft/s

d_1 y d_2 = tirantes de flujo en las secciones 1 y 2, en ft

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

$\bar{S}$ = pérdida promedio de carga debida a la fricción, en ft/ft de canal

S_0 = pendiente del fondo del canal

L = longitud del canal entre secciones 1 y 2, en ft

Debe tenerse en cuenta que $S_0 L = \Delta z$, es el cambio en elevación, en ft, del fondo del canal entre las secciones 1 y 2 y que $\bar{S}L = h_f$, es la pérdida de carga hidráulica, en ft, debida a la fricción en el mismo tramo. (Para canales prismáticos, uniformes, h_i, la pérdida por remolinos es insignificante y puede despreciarse) $\bar{S}$ es igual a la pendiente calculada para el tirante promedio en el tramo, pero puede aproximarse con el promedio de los valores de la pendiente S de fricción para los tirantes en las secciones 1 y 2.

Al resolver la ecuación (21.91) para L, se tiene

$$L = \frac{\left(d_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right) - \left(d_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right)}{S_0 - \bar{S}} = \frac{H_{e2} - H_{e1}}{S_0 - \bar{S}} \qquad (21.92)$$

en donde H_{e1} y H_{e2} son las energías específicas para las secciones 1 y 2, dadas por la ecuación (21.82). La pendiente S de fricción en cualquier punto puede calcularse con la ecuación de Manning, como sigue:

$$S = \frac{n^2V^2}{2.21R^{4/3}} \qquad (21.93)$$

donde R = radio hidráulico, en ft

n = coeficiente de rugosidad (Sec. 21.24)

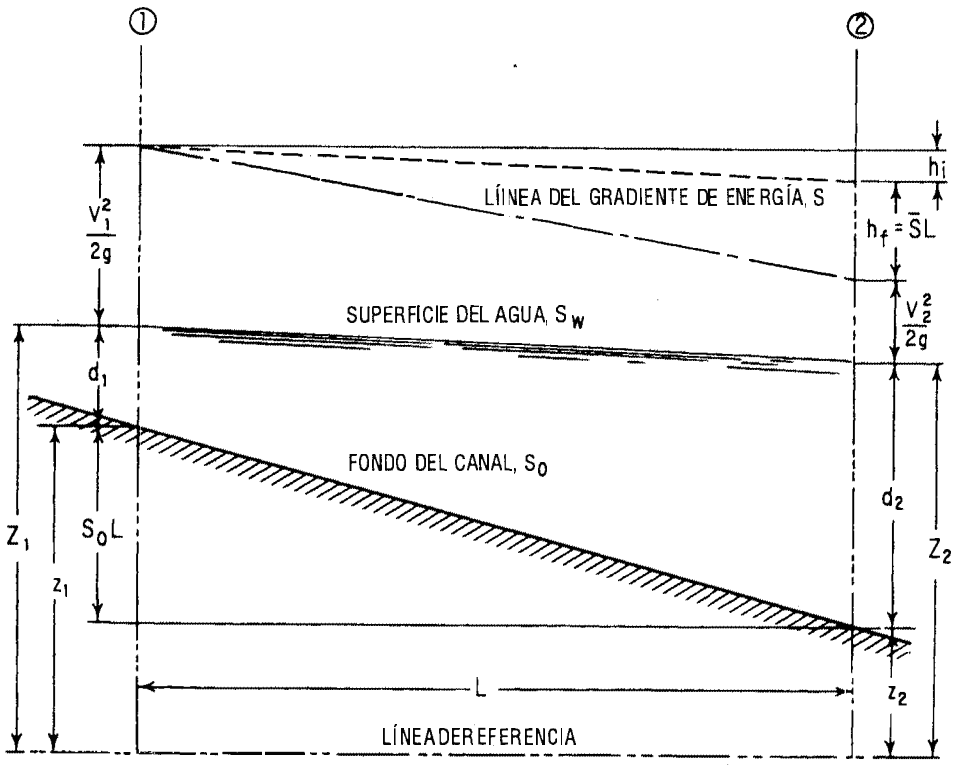


Figura 21.47 Canal con descarga constante y variación gradual en la sección transversal.

Debe tenerse en cuenta que la pendiente S utilizada en la ecuación de Manning es la pendiente de la línea de energía y no la del fondo del canal. También debe tenerse presente que el coeficiente n de rugosidad está elevado al cuadrado en la ecuación (21.93) y, por tanto, su valor se selecciona con cuidado para evitar un error exagerado en la pendiente de fricción calculada. Cuanto menor sea el valor de n, más largo será el perfil de la curva de remanso y viceversa. Por tanto, debe seleccionarse n lo más pequeño posible para las condiciones prevalecientes en el cálculo de una curva de remanso, si se necesita conocer el perfil más largo posible del flujo.

El primer paso para el uso del método del paso directo incluye seleccionar una serie de tirantes para los puntos finales de cada tramo. Estos tirantes estarán entre el tirante en el control y el tirante al final de la curva de remanso. Este tirante final, a menudo, es el tirante normal para el canal (Secc. 21.22), pero puede ser algún tirante intermedio, como en una curva que precede a un salto hidráulico. Los tirantes deben seleccionarse de modo que el cambio de velocidad por un tramo no exceda el 20% de la velocidad al comienzo del tramo. Además, el cambio en tirante entre las secciones nunca debe exceder de un ft.

La carga hidráulica específica de energía H_e debe calcularse para el tirante seleccionado en cada una de las diversas secciones y se debe determinar el cambio en la energía específica entre las secciones. Después, se calcula la pendiente de fricción S, en cada sección, con la ecuación (21.93). El promedio de dos secciones da la pendiente $\bar{S}$ de fricción entre las secciones. Por último, debe calcularse la diferencia entre $\bar{S}$ y la pendiente S_0 del fondo del canal y determinar la longitud de cada tramo con la ecuación (21.92).

El **método del paso estándar** permite calcular las curvas de remanso tanto en canales naturales no prismáticos como en canales artificiales no uniformes, así como en canales uniformes. En este método se calcula el tirante de flujo en diversos puntos a lo largo de un canal con la ecuación con la ecuación de energía de Bernoulli para una longitud conocida del tramo.

El perfil de la superficie se determina como sigue: se examina el canal, para comprobar si hay cambios en la sección transversal, pendiente o rugosidad, y a las ubicaciones de estos cambios se les asignan números de estaciones. También se establecen estaciones entre estas ubicaciones, en tal forma que el cambio de velocidad entre dos estaciones consecutivas cualesquiera no sea mayor del 20% de la velocidad en la estación precedente. Los datos relacionados con los elementos hidráulicos del canal se reúnen en cada una de estas estaciones. Después, el cálculo de la curva de superficie se hace por pasos o etapas, empezando en el punto de control y se avanza de estación a estación, hacia aguas arriba para flujo subcrítico y hacia aguas abajo para flujo supercrítico. La longitud del tramo en cada paso da con la diferencia entre el número de las estaciones y el tirante del flujo se determina por tanteos.

Los canales no prismáticos no tienen punto de control bien definido para ayudar a determinar el tirante inicial de una curva de remanso. Por tanto, la elevación de la superficie del agua al principio debe determinarse como sigue:

Los cálculos por pasos se empiezan en un punto del canal a cierta distancia aguas arriba o aguas abajo desde el punto de partida deseado, según que el flujo sea supercrítico o subcrítico respectivamente. Luego, los cálculos avanzan hacia la sección inicial. Dado que este método por pasos es un proceso convergente, este procedimiento da el tirante real de la sección inicial en unos cuantos pasos.

El balance de energía utilizado en el método del paso estándar se ilustra gráficamente en la figura 21.47, en la cual la posición de la superficie del agua en la sección 1 es Z_1 y en la sección 2 es Z_2, respecto a un plano de referencia. Al escribir la ecuación 21.11 de Bernoulli para las secciones 1 y 2, se tiene

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_i \qquad (21.94)$$

en donde V_1 y V_2 son las velocidades medias, en ft/s, en la secciones 1 y 2; la pérdida por fricción, en ft, en el tramo ($\bar{S}L$) se denota con h_f y se suma el término h_i para tener en cuenta las pérdidas por remolinos, en ft.

La **pérdida por remolinos o vórtices** es una pérdida de carga ocasionada por flujo contrario a la corriente principal causada por irregularidades en el canal. No hay ningún método racional para determinar las pérdidas por remolino y, por tanto, se suele tener en cuenta en los canales naturales con un ligero aumento de n en la ecuación de Manning. La pérdida por remolino depende en forma principal del cambio en la carga de velocidad. Para cana-

les revestidos, se ha expresado como un coeficiente k, como sigue:

$$h_i = k\left(\frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g}\right) = k\left(\Delta\frac{V^2}{2g}\right) \qquad (21.95)$$

El coeficiente k es 0.2 para tramos divergentes, de 0 a 0.1 para tramos convergentes y alrededor de 0.5 para ensanchamientos y contracciones abruptas.

La carga hidráulica total en cualquier sección del canal se expresa con

$$H = Z + \frac{V^2}{2g} \qquad (21.96)$$

en donde Z es igual a la elevación del fondo del canal encima del nivel de referencia más el tirante de flujo d en esa sección. La pendiente de fricción S se calcula de la ecuación (21.93). Entonces, $\bar{S}$, la pendiente promedio de fricción del tramo, se calcula como la media de la pendiente para la sección y la previa. La pérdida por fricción h_f es el producto de $\bar{S}$ y la longitud del tramo L. La pérdida por remolinos o vórtices h_i se encuentra a partir de la ecuación (21.95). Luego, la carga total H, en ft, se obtiene con la ecuación (21.94) que, después de sustituir H de la ecuación (21.96), se vuelve

$$H_1 = H_2 + h_f + h_i \qquad (21.97)$$

en donde H_1 y H_2 son iguales que la carga total de las secciones 1 y 2. El valor de la carga total, calculado con la ecuación (21.97), debe coincidir con el valor de la carga total calculada anteriormente para la sección, de lo contrario, está incorrecta la elevación de la superficie del agua supuesta Z_1. Se supone que hay concordancia si los dos valores de la carga total estan dentro de 0.1 ft en elevación. Si los dos valores de la carga total no coinciden, se debe suponer una nueva elevación de la superficie del agua para Z_1 y repetir los cálculos hasta obtener la concordancia. El valor final que conduce a la concordancia da la elevación correcta de la superficie del agua.

Las curvas de remanso para canales naturales o ríos (canales de forma irregular) se calculan en forma similar a la descrita para los canales de forma regular. No obstante, debe tenerse en consideración la rugosidad variable del canal y las diferencias en velocidad y capacidad del canal principal junto con las llanuras de inundación. La forma más expedita para determinar las curvas de remanso es trazar la sección transversal del canal a una escala conveniente para medir las longitudes y áreas: subdividir la sección transversal en canales principales y áreas de inundación, determinar la descarga, velocidad y pendiente de fricción para cada subárea a elevaciones seleccionadas de la superficie del agua. Con esos datos, se determina el gasto total (la suma del gasto de las subáreas), la velocidad media (el gasto total dividido entre el área total) y α (coeficiente de energía o coeficiente de Coriolis que se aplicará a la carga de velocidad). Muchos de los paquetes de software para computadora que calculan los perfiles de remanso son aplicables a canales irregulares y áreas inundadas.

La curva de remanso, por lo general, se empieza con la suposición de tirante normal en un punto a cierta distancia aguas abajo del comienzo del tramo que se analiza. Deben tomarse varias secciones transversales intermedias entre el punto en donde se supone el tirante normal y el comienzo del tramo para el cual requiere un perfil detallado de superficie del agua. El propósito es permitir que las secciones intermedias "amortigüen" cualquier pequeño error en la elevación inicial para la superficie del agua.

La exactitud o validez del perfil de la superficie del agua depende de una evaluación exacta de la rugosidad del canal y de una selección juiciosa de la ubicación de las secciones transversales. Un número más grande de secciones transversales por lo general aumenta la validez del perfil de la superficie del agua; no obstante, debido a los extremos cálculados requeridos en cada sección transversal, su número debe limitarse a los menos posibles, congruentes con la exactitud.

Los efectos de puentes, caminos de acceso, estribos de puentes y alcantarillas pueden determinarse con los procedimientos descritos por R. H. French, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York y por J. N. Bradley, *Hydraulics of Bridge Waterways*, Hidraulic Design Series No. 1, 2a. ed., U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, 1970.

21.27 Salto hidráulico

Se trata de un aumento abrupto en el tirante de aguas que circula con gran rapidez (Fig. 21.48). El flujo en el salto cambia de un régimen supercrítico a un subcrítico, con pérdida de energía cinética. (Secc. 21.23).

El salto hidráulico es el único medio por el cual el tirante puede cambiar de uno menor que el crítico a uno mayor que el crítico en un canal de pendiente subcrítica, como se ilustra en las figuras 21.51 y 21.52*b*, o cuando un canal con mucha pendiente entra a un depósito. La primera condición se presenta en un canal con pendiente suave aguas abajo de una compuerta, o de un vertedor de cimacio o en un cambio abrupto en la pendiente del canal, de pronunciada a suave. La segunda condición ocurre cuando el flujo en el canal de pendiente pronunciada llega a un vertedor de demasías, una compuerta u otra obstrucción.

El salto hidráulico puede ser estacionario o movible, según que el flujo sea permanente o no.

21.27.1 Tirante y pérdida de carga hidráulica en un salto hidráulico

El tirante en el salto no es discontinuo. El cambio en el tirante se da en una distancia finita, conocida como la longitud del salto. La superficie aguas arriba del salto, llamada onda o remolino, es una masa turbulenta de agua, que golpea en forma continua y errática contra el cuerpo de agua de aguas abajo.

El tirante antes de un salto es el **tirante inicial** y el tirante después del salto es el **tirante conjugado**. La energía específica para el tirante conjugado es menor que para el tirante menor debido a la disipación de energía dentro del salto. (Los tirantes inicial y conjugado no se deben confundir con los tirantes de igual energía o tirantes alternos.)

De acuerdo con la segunda ley del movimiento de Newton, la rapidez de pérdida de cantidad de movimiento en el salto debe ser igual a la fuerza desequilibrada de presión que actúa sobre el agua en movimiento y tiende a retardar su movimiento.

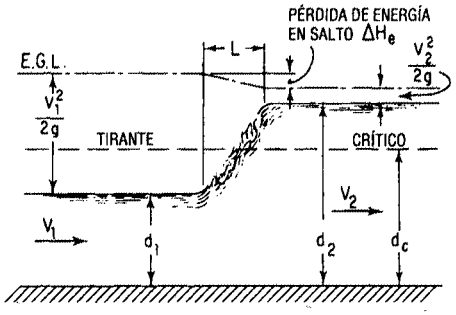


Figura 21.48 Salto hidráulico.

Esta fuerza desequilibrada es igual a la diferencia entre las fuerzas hidrostáticas correspondientes a los tirantes antes y después del salto. Para canales rectangulares, esta fuerza resultante de presión es

$$F = \frac{d_2^2 w}{2} - \frac{d_1^2 w}{2} \qquad (21.98)$$

donde d_1 = tirante antes del salto, en ft

d_2 = tirante después del salto, en ft

w = peso específico del agua, en lb/ft^3

La rapidez de cambio de la cantidad de movimiento en el salto, por ft de ancho del canal, es igual a

$$F = \frac{MV_1 - MV_2}{t} = \frac{qw}{g}(V_1 - V_2) \qquad (21.99)$$

donde M = masa de agua, en lb · s^2/ft

V_1 = velocidad en el tirante d_1, en ft/s

V_2 = velocidad en el tirante d_2 en ft/s

q = descarga unitaria, en ft^3/s/ft de ancho del canal

t = unidad de tiempo, en segundos

g = aceleración de la gravedad, 32.2 ft/s^2

Al igualar los valores de F en las ecuaciones (21.98) y (21.99) y al sustituir q por $V_1 d_1$ y V_2 por $V_1 d_1/d_2$, la ecuación reducida para los canales rectangulares se vuelve

$$V_1^2 = \frac{g d_2}{2 d_1}(d_2 + d_1) \qquad (21.100)$$

Entonces, puede resolverse la ecuación (21.100) para el tirante conjugado mayor:

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \sqrt{\frac{2V_1^2 d_1}{g} + \frac{d_1^2}{4}} \qquad (21.101)$$

Si se sustituye V_1 por $V_2 d_2/d_1$ en la ecuación (21.100), puede calcularse el conjugado menor

$$d_1 = \frac{-d_2}{2} + \sqrt{\frac{2V_2^2 d_2}{g} + \frac{d_2^2}{4}} \qquad (21.102)$$

La ecuación (21.102) puede utilizarse para determinar la posición del salto, cuando se conocen V_2 y d_2.

Pueden deducirse relaciones en forma similar para canales de cualquier sección transversal.

La pérdida de carga en cualquier salto es igual a la diferencia en su energía específica antes y después del salto. La diferencia (Fig. 21.49) se expresa con

$$\Delta H_e = H_{e1} - H_{e2} = \frac{(d_2 - d_1)^3}{4d_1d_2} \qquad (21.103)$$

donde H_{e1} = carga de energía específica de la corriente antes del salto, en ft

H_{e2} = carga de energía específica de la corriente después del salto, en ft

La energía específica para flujo a superficie libre se obtiene con la ecuación (21.82).

Los tirantes, antes y después de un salto hidráulico, pueden relacionarse con el tirante crítico con la ecuación

$$d_1d_2\frac{d_1 + d_2}{2} = \frac{q^2}{g} = d_c^3 \qquad (21.104)$$

donde q = gasto o descarga, en ft^3/s por ft de ancho de canal

d_c = tirante crítico del canal, en ft

Puede observarse en esta ecuación que si $d_1 = d_c$, entonces d_2 también debe ser igual a d_c.

21.27.2 Salto hidráulico en canales rectangulares horizontales

La forma del salto hidráulico en un canal rectangular horizontal puede ser de varios tipos, según el número de Froude del flujo entrante $F = V/(gL)^{1/2}$ [Ec. (21.16)], en donde L es una longitud característica, en ft, V es la velocidad media, en ft/s, y g la aceleración debida a la gravedad, en ft/s^2. Para flujo en un canal abierto la longitud característica para el número de Froude se hace igual que el **tirante hidráulico**, d_h.

El **tirante hidráulico** se define como

$$d_h = \frac{A}{T} \qquad (21.105)$$

donde A = área de flujo, en ft^2

T = ancho de la superficie libre, en ft

Para canales rectangulares, el tirante hidráulico es igual al tirante de flujo.

El U.S. Bureau of Reclamation clasificó diversas formas de saltos hidráulicos y su relación con el número de Froude para el flujo que se aproxima F_1 y se presenta en la figura 21.49.

Para $F_1 = 1$, el flujo es crítico y no hay salto.

Para $F_1 = 1$ a 1.7, hay ondulaciones en la superficie. Este salto se llama salto ondulante.

Para $F_1 = 1.7$ a 2.5, se desarrolla una serie de pequeñas ondas en la superficie del salto, pero la superficie del agua aguas abajo permanece lisa. La velocidad a lo largo del salto es bastante uniforme y la pérdida de energía es baja. Este salto suele llamarse salto débil.

Para $F_1 = 2.5$ a 4.5 hay chorro oscilante que entra al salto. El chorro se mueve desde el fondo hasta la superficie del canal y regresa al fondo alternativamente. Cada oscilación produce una onda grande de periodo irregular que, con mucha frecuencia,

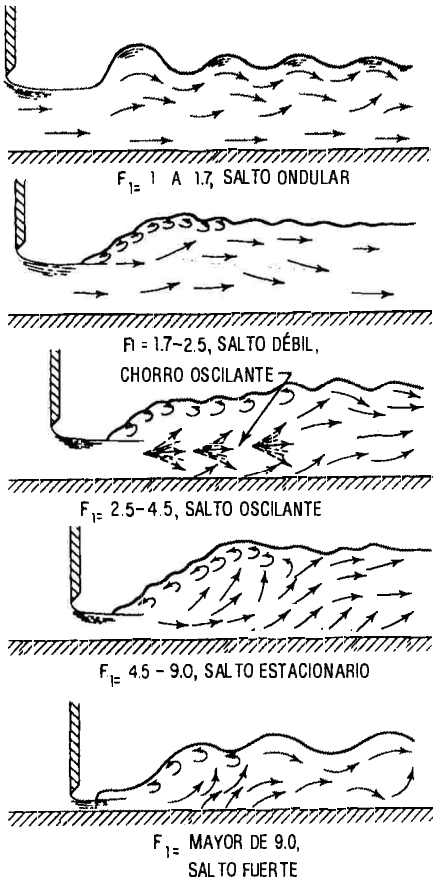


Figura 21.49 El tipo de salto hidráulico depende del número de Froude.

puede viajar en los canales durante millas y ocasionar daños extensos en los taludes de tierra y superficies de pedriscal. Este salto puede llamarse salto oscilante.

Para $F_1 = 4.5$ a 9.0, el extremo de aguas abajo del remolino y el punto al cual el chorro de alta velocidad tiende a separarse del flujo, ocurren prácticamente en la misma sección vertical. La acción y posición de este salto son las menos sensibles a la variación en el tirante aguas abajo. El salto está en equilibrio y su rendimiento es óptimo. La disipación de energía va del 45 al 70%. Este salto suele llamarse salto estacionario.

Para $F_1 = 9.0$ y mayor, el chorro con alta velocidad arrastra fuertes chorros de agua que baja en ondas en la cara delantera del salto, y genera ondas aguas abajo y ocasiona una superficie áspera. La acción del salto es brusca pero eficaz y la disipación de energía puede llegar al 85%. Este salto puede llamarse salto fuerte.

Debe tenerse en cuenta que el intervalo del número de Froude dado para los diversos tipos de salto no son específicos, sino que hay cierto traslape, según las condiciones locales.

21.27.3 El salto hidráulico como disparador de energía

El salto hidráulico es un medio útil para disipar el exceso de energía en un flujo supercrítico (Sec. 21.23). El salto puede utilizarse para evitar la erosión aguas abajo de un vertedor de demasías, o compuerta rápida, porque reduce con rapidez la velocidad del flujo sobre el delantal de salida. Una sección especial de canal construida para contener un salto hidráulico se llama **tanque amortiguador**.

Si se desea el funcionamiento ideal del salto hidráulico como disipador de energías aguas abajo de un vertedor, por ejemplo, la elevación de la superficie del agua después del salto debe coincidir con la elevación natural del agua en la descarga, para cada gasto. Si el nivel en la descarga es bajo, el flujo a alta velocidad continuará aguas abajo ciertas distancias antes de que ocurra el salto. Si el nivel en la descarga es alto, se ahogará el salto y habrá una disipación mucho más pequeña de la carga total. En cualquiera de los dos casos, puede ocurrir una erosión peligrosa en una distancia considerable aguas abajo.

La condición ideal es que la *curva de tirantes conjugados* que da el gasto contra el tirante aguas abajo del salto, coincida en forma exacta con la *curva de elevaciones-gastos en la descarga*. Esta curva da los tirantes normales en el canal de descarga para la variación de gastos que se esperen. Los cambios en el diseño del vertedor que pueden hacerse para alterar la curva de elevaciones-gastos en la descarga incluyen cambiar la longitud de la cresta, aumentar la elevación del delantal y dar pendiente al mismo.

Por lo general, se instalan accesorios, como bloques dentados y bloques deflectores en un tanque amortiguador, para controlar el salto. El propósito de estos accesorios es acortar el intervalo dentro del cual ocurrirá el salto y no sólo para obligar a que el salto ocurra dentro del tanque, sino también para reducir el tamaño y por tanto, el costo del mismo. Los controles dentro de un tanque amortiguador tienen ventajas adicionales, como mejorar la función de disipación del estanque y estabilizar la acción del salto.

21.27.4 Longitud del salto hidráulico

La longitud L del salto hidráulico puede definirse como la distancia horizontal desde el extremo de aguas arriba de la onda del salto hasta un punto en la superficie inmediatamente aguas abajo de la cesación de la turbulencia violenta. Es imposible dar una definición matemática exacta de esta longitud (Fig. 21.48), en parte a causa de la distribución no uniforme de la velocidad dentro del salto, pero se ha determinado en forma experimental. Los resultados experimentales puede resumirse de un modo conveniente en una gráfica del número de Froude del flujo F_1 aguas arriba contra una razón adimensional de la longitud del salto entre el tirante de aguas abajo L/d_2. La curva resultante (Fig. 21.50) tiene una parte plana en la región de los saltos estacionarios. Por tanto, la curva minimiza el efecto de cualquier error cometido en el cálculo del número de Froude en la parte en la cual se necesita con más frecuencia esta información. La curva, preparada por V. T. Chow con datos reunidos por U.S. Bureau of Reclamation, fue desarrollada para saltos en canales rectangulares. Pero dará resultados aproximados para saltos formados en canales trapezoidales.

Para canales que no sean rectangulares, el tirante d_1 utilizado en la ecuación para el número de Froude es el tirante hidráulico dado por la ecuación (21.105).

21.27.5 Ubicación de un salto hidráulico

Es importante saber en dónde se formará un salto hidráulico, porque la energía turbulenta liberada en un salto puede causar socavación intensa en un canal sin revestir o destruir el recubrimiento en un canal con revestimiento delgado. Deben construirse secciones reforzadas especialmente en el canal, para soportar el golpeteo y la vibración del salto y proveer suficiente bordo libre para la mayor altura en el salto. Estas características elevan los costos de construcción, por lo cual pueden lograrse grandes ahorros si su uso se restringe a un zona limitada, al conocer la ubicación del salto.

La precisión con la cual pueda determinarse esa ubicación depende de la exactitud con la cual se estimen las pérdidas por fricción y la longitud del salto y si la descarga es la supuesta. El método de predicción utilizado para canales rectangulares se ilustra en la figura 21.51.

Los perfiles de la superficie libre del agua que se aproxima y sale del salto, curvas *AB* y *ED* en la figura 21.51, son curvas de remanso tipo M3 y M2, respectivamente (Fig. 21.46*e* y *c*).

La curva *ED* de remanso tiene como sección de control la profundidad crítica d_c, que ocurre cerca de la caída del canal. La profundidad (llamada también tirante crítico) no existe exactamente en el borde, como lo indicaría la teoría, sino que ocurre a una corta distancia aguas arriba. La distancia es pequeña (de tres a cuatro veces d_c) y puede pasarse por alto en la mayor parte de los problemas. El tirante real en el borde es 71.5% del tirante crítico, pero, por sencillez, se suele suponer que es de $0.7d_c$.

La sección de control para la curva de remanso *AB* se toma como el tirante en la sección transversal contraída, que se forma justo aguas abajo de la compuerta. La distancia L_e desde la compuerta hasta el chorro contraído es casi igual al tamaño de la abertura h de la compuerta. La cantidad de contracción varían según la carga en la compuerta y la abertura de la compuerta. El tirante en la contracción va desde 50 hasta más de 90% de h. El tirante de flujo en la sección contraída puede considerarse como $0.75h$ en ausencia de mejor información.

La ubicación del salto se determina como sigue: las curvas *AB* y *ED* de remanso se calculan en sus respectivas direcciones hasta que se traslapan, con cualquiera de los métodos por pasos de la sección 21.26. Con los valores de d_2 obtenidos con la ecuación (21.101), se traza *CB*, la curva de tirantes secuencial o conjugada a la curva *AB*, a través del área en donde se cruza con la curva *ED*. Después, se ajusta una intersección horizontal *FG*, igual en la longitud a *L*, que es la longitud calculada del salto, entre las curvas *CB* y *ED*. Puede esperarse que el salto se forme entre los puntos *H* y *G*, ya que todos

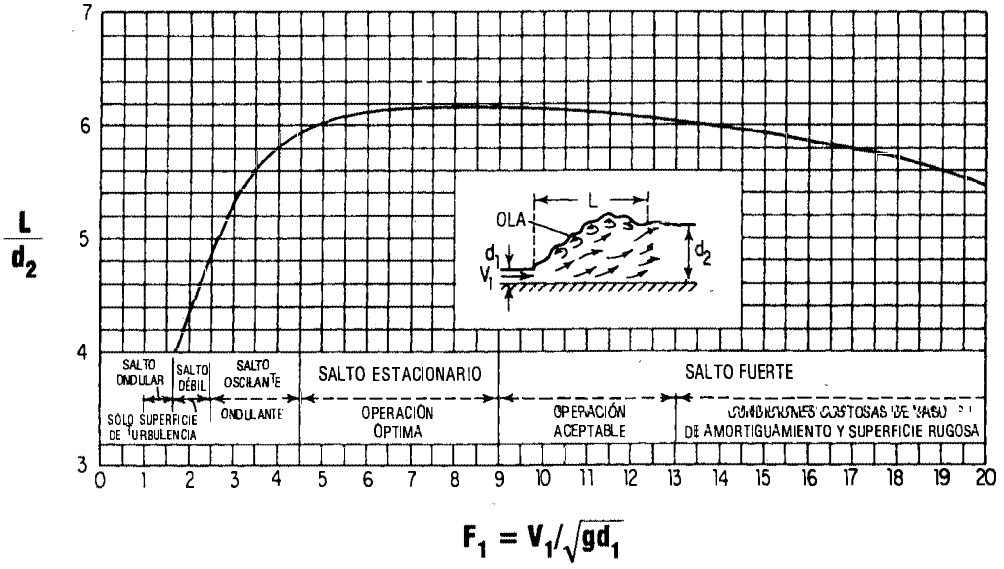


Figura 21.50 La longitud del salto hidráulico en un canal horizontal depende del tirante conjugado mayor d_2 y del número de Froude del flujo de llegada.

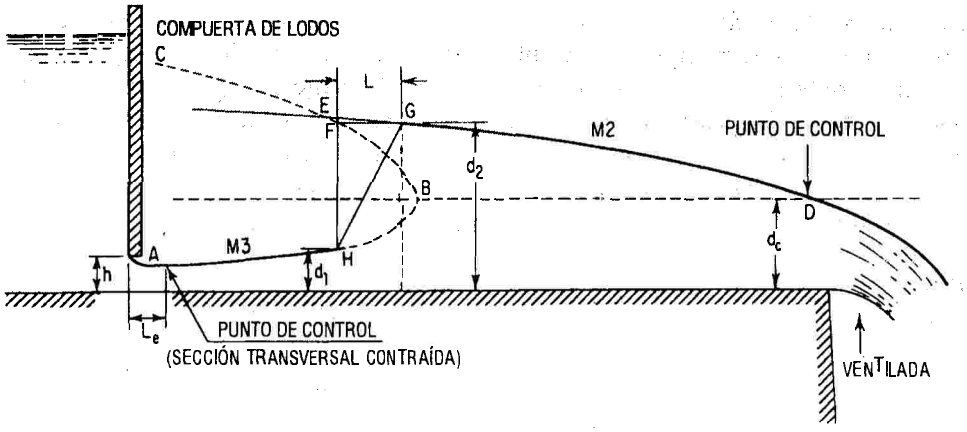


Figura 21.51 Método gráfico para ubicar el salto hidráulico aguas abajo de una compuerta de esclusa.

los requisitos para la formación de un salto están satisfechos en ese lugar.

Si aumenta el tirante aguas abajo debido a una obstrucción, el salto puede moverse aguas arriba y, en un momento dado, puede ahogarse frente a la compuerta. A la inversa, si se reduce el tirante aguas abajo, el salto se mueve a un nuevo lugar aguas abajo.

Cuando la pendiente del canal tiene un camino abrupto, desde más pronunciado que la crítica (Secc. 21.23) hasta suave, se forma un salto que puede estar ubicado encima o debajo del cambio de pendiente. La posición del salto depende de que el tirante d_2 aguas abajo sea mayor, menor, o igual al tirante d_1' conjugado al tirante d_1 de aguas arriba. En la figura 21.52 se muestran dos posibles posiciones.

Se supone, por sencillez, que el flujo es uniforme excepto en el tramo entre el salto y el cambio de pendiente. Si el tramo d_2 aguas abajo es mayor que el tirante conjugado d_1', aguas arriba, calculado con la ecuación (21.101) con d_1 dada, el salto ocurre en la región con mayor pendiente, como se ilustra en la figura 21.52*a*. La curva *EO* de superficie es del tipo *S*1 (Fig. 21.46), asintótica a la línea horizontal en *O*. La línea *CB'* es un trazo del tirante d_1' conjugado al tirante de la línea de aproximación *AB*. La ubicación del salto se encuentra al producir una intercepción horizontal *FG*, igual que la longitud calculada del salto, entre las líneas *CB'* y *EO*. Se formará un salto entre *H* y *G* porque están satisfechos todos los requisitos para esa ubicación. Conforme se reduce el tirante d_2, el salto se mueve aguas abajo a una nueva posición, como se ilustra en la figura 21.52*b*. Si d_2 es menor que d_1', calculada con la ecuación (21.102), el salto se formará en el canal de pendiente suave y puede localizarse como se describe en la figura 21.51.

(R. H. French, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.28 Flujo en la entrada a un canal con pendiente fuerte

El gasto Q, en ft^3/s, en un canal que sale de un depósito o estanque, es una función de la carga hidráulica total H, en ft, en la entrada del canal, la pérdida en la entrada, en ft, y la pendiente del canal. Si el canal tiene una pendiente más fuerte que la pendiente crítica (Secc. 21.23), el flujo pasa por el tirante crítico a la entrada, y la descarga es máxima. Si la entrada al canal es de sección rectangular, el tirante crítico $d_c = \frac{2}{3}H_e$ [según las ecuaciones (21.82) y (21.85)], en donde H_e es la carga hidráulica de energía específica, en ft, en el depósito y el nivel de referencia es el de la elevación de la entrada del canal (Fig. 21.53*a*).

A partir de $Q = AV$, con el área de flujo $A = bd_c = \frac{2}{3}H_e$ y la velocidad

$$V = \sqrt{2g(H_e - d_c)} = \sqrt{\frac{64.4H_e}{3}}$$

el gasto para canales rectangulares, sin tener en cuenta la pérdida en la entrada, es

$$Q = 3.087bH_e^{3/2} \qquad (21.106)$$

en donde b es el ancho del canal, en ft.

Si se debe considerar la pérdida en la entrada o si la entrada del canal no es rectangular, el tirante en la entrada se debe determinar por tanteos, porque se desconoce el gasto. El procedimiento para encontrar el gasto correcto es como sigue:

Se selecciona un gasto cualquiera. Luego se determina el tirante crítico para la forma dada de la entrada del canal, con las tablas correspondientes, (véase E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company,, New York.) Al sumar d_c a su carga hidráulica de velocidad, se tiene la energía específica en la entrada al canal, a la cual se suma la pérdida en la entrada. Esta suma, después, se compara con la energía específica del agua del depósito, que es igual al tirante del agua encima de la línea de referencia más la carga hidráulica de velocidad del flujo hacia el canal. (Esta carga hidráulica de velocidad suele ser tan pequeña, que puede considerarse igual a cero en la mayor parte de los problemas.) Si la energía específica calculada para el tirante del agua en el depósito es igual que la suma de la energía específica y la pérdida en la entrada determinadas para la entrada al canal, entonces el gasto supuesto será correcto; si no, se supone de nuevo gasto y se continúa el cálculo hasta llegar a un equilibrio.

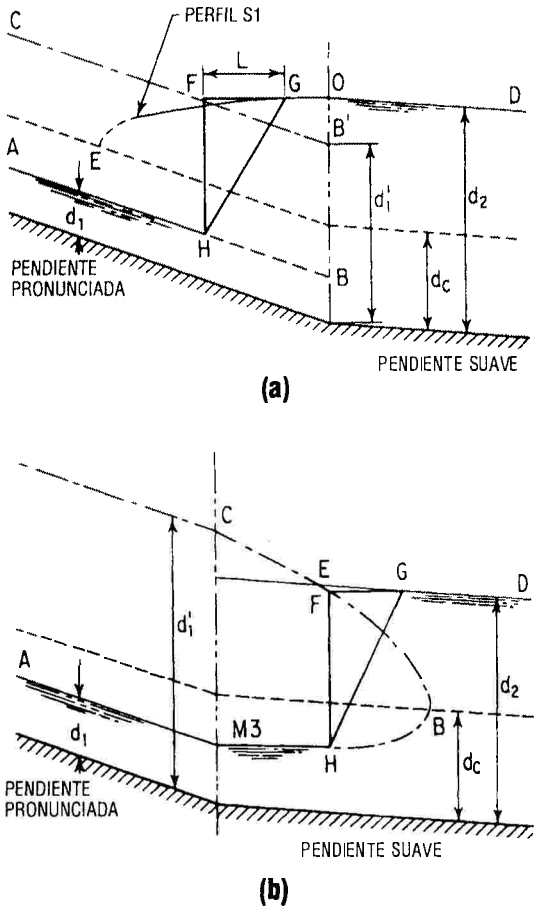


Figura 21.52 El salto hidráulico puede ocurrir: *a*) arriba, *b*) abajo, o en el cambio en la pendiente del fondo de un canal.

El gasto del primer intento puede encontrarse con $Q = A\sqrt{2g(H_e - d)}$, en donde $(H_e - d)$ da la carga hidráulica real que produce el flujo (Fig. 21.53). Un valor razonable para el tirante d sería $\frac{2}{3}H_e$ para canales con pendiente muy fuerte, y un porcentaje todavía mayor que H_e para canales con pendientes suaves.

La pérdida en la entrada es igual al producto de una constante k empírica y el cambio en la carga hidráulica ΔH_v de velocidad en la entrada. Si se supone que la velocidad en el depósito es cero, entonces la pérdida en la entrada es $k(V_1^2/2g)$ en donde V_1 es la velocidad calculada para la entrada al canal. Los valores de proyecto para este coeficiente pueden variar desde alrededor de 0.1 para una entrada bien redondeada, hasta un poco más de 0.3 para una con extremos cuadrados.

21.29 Flujo en la entrada a un canal con pendiente suave

Cuando el agua circula desde un depósito hacia un canal con pendiente menor que la pendiente crítica (Secc. 21.23), el tirante del flujo a la entrada al canal es igual que el tirante normal del canal (Secc. 21.22). El tirante de entrada y el gasto dependen uno del otro. El gasto que resulta con una carga hidráulica dada es aquel en el cual el flujo entra al canal sin formar, ya sea, curvas de remanso o de abatimiento dentro de la entrada. Este requisito necesita la formación del tirante d normal, porque sólo bajo este tirante de equilibrio no hay tendencia a cambiar la descarga o a formar curvas de remanso. (En la figura 21.53*b*, el tirante normal es d).

Una solución para el gasto a la entrada a un canal con pendiente suave es la siguiente: se calcula un gasto para prever en ft^3/s, con $Q = A\sqrt{2g(H_e - d)}$, en donde $H_e - d$ es la carga real, en ft, que produce el flujo. H_e es la carga de energía específica, en ft, del agua del depósito en relación con la línea de referencia en el borde inferior del canal, A es el área de flujo, en ft^2, y g es la aceleración debida a la gravedad, 32.2 ft/s^2. El tirante normal del canal para este gasto, se determina con la ecuación (21.83). La carga

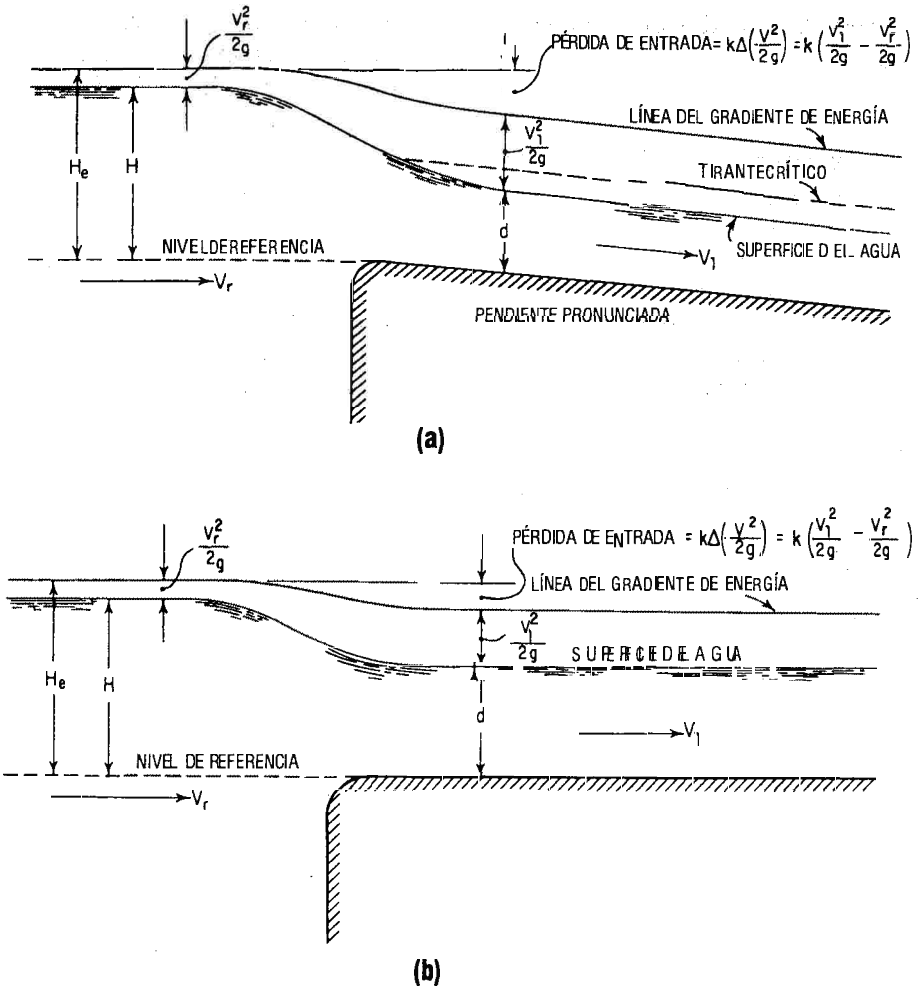


Figura 21.53 Flujo en la entrada a *a*) canal con pendiente fuerte, *b*) a un canal de pendiente suave.

hidráulica de velocidad se calcula para esta combinación de tirante-gasto y se hace un cálculo de la pérdida en la entrada (Secc. 21.33). La suma de la energía específica del flujo en la entrada al canal y de la pérdida a la entrada debe ser igual a la energía específica del agua en el depósito, a fin de que exista un equilibrio de energía entre estos puntos (Fig. 21.53*b*). Si el gasto supuesto por tanteo da este equilibrio de energía, entonces el gasto está correcto; si no, se selecciona un nuevo gasto y se continúan los cálculos hasta obtener un equilibrio satisfactorio.

21.30 Sección de canal de máxima eficiencia

A fin de que un canal de cualquier forma alcance su máxima eficiencia hidráulica, debe tener el perímetro mojado lo más corto que sea posible para un área transversal dada. La forma resultante da el máximo radio hidráulico y, por tanto, la máxima capacidad para esa área. Esto puede observarse en la ecuación (21.83) de Manning para el gasto en la cual Q es una función directa del radio hidráulico elevado a la potencia⅔.

La más eficaz de todas las posibles secciones transversales para canal abierto es el semicírculo. Hay objeciones prácticas al uso de esta forma, por la dificultad de la construcción, pero tiene cierto uso en canalones metálicos que pueden preformarse. La más eficaz de todas las secciones trapezoidales es el semihexágono, de amplio uso en canales grandes para suministro de agua. La sección rectangular de máxima eficiencia tiene un tirante de flujo a la mitad del ancho. Esta forma se

suele usar para alcantarillas de caja y zanjas pequeñas de drenaje.

21.31 Flujo subcrítico alrededor de curvas en canales

Debido a la incapacidad de los líquidos para resistir los esfuerzos cortantes, la superficie libre del flujo uniforme permanente siempre es normal a la resultante de las fuerzas que actúan sobre el agua. El agua de un depósito tiene superficie horizontal, pues la única fuerza que actúa sobre ella es la fuerza de la gravedad.

El agua reacciona de acuerdo con la primera ley de movimiento de Newton: fluye en línea recta, salvo que la desvíe una fuerza externa de su trayectoria. Cuando se obliga al agua a circular en una trayectoria curva, su superficie adopta una posición normal a la resultante de las fuerzas de gravedad y de la aceleración radial. La fuerza debida a la aceleración radial es igual a la fuerza requerida para girar el agua desde una trayectoria rectilínea o mV^2/r_c para m, una masa unitaria de agua, en donde V es la velocidad promedio, en ft/s, y r_c el radio de curvatura, en ft, de la línea de centro del canal.

La superficie del agua forma un ángulo ϕ con la horizontal, en tal forma que

$$\tan \phi = \frac{V^2}{r_c g} \qquad (21.107)$$

La diferencia teórica y, en ft, en el nivel de la superficie del agua entre las orillas interna y externa de una curva (Fig. 21.54) se encuentra multiplicando tan ϕ por el ancho T de la superficie libre del canal, en ft. Por tanto,

$$y = \frac{V^2 T}{r_c g} \qquad (21.108)$$

en donde se supone que el radio de curvatura r_c del centro del canal representa la curvatura promedio del flujo. Esta ecuación da valores de y que son menores a los encontrados en realidad, debido al uso de valores promedios de velocidad y radio, en vez de valores empíricos, más representativos de las condiciones reales. Pero el error no será grande, si el tirante de flujo está muy arriba del crítico (Secc. 21.23). En intervalo, el valor real de y sería sólo de unas cuantas pulgadas.

La diferencia en la elevación de la superficie encontrada con la ecuación (21.108), aunque implica cierta caída en la elevación de la superficie en el interior de la curva, no permite ahorrar altura de bordo libre en la orilla interna. La superficie del agua, allí, está ondulada y, por tanto, necesita una altura de bordo libre, por lo menos, igual que la de un canal recto.

La capa superior de flujo en un canal tiene mayor velocidad que el flujo cerca del fondo, debido al efecto de la fricción a lo largo del canal. Se requiere una fuerza mayor para desviar el flujo con alta velocidad. Por tanto, cuando una corriente entra a una curva, el flujo con mayor velocidad se mueve hacia el exterior de la curva. Si la curva continúa una distancia suficiente, toda el agua con alta velocidad se moverá contra el bordo externo y puede ocasionar socavación extensa, salvo que se provea protección especial para las orillas.

Como el flujo con alta velocidad se comprime directamente contra el bordo, se tiene como resultado un aumento en las pérdidas por fricción. Este aumento en la pérdida puede incluirse en los cálculos al suponer un valor mayor para el coeficiente n de rugosidad dentro de una curva. Scobey, sugiere que el valor de n se aumente en 0.001 por cada 20° de curvatura en 100 ft de canal. Sus valores no se han evaluado por completo y se deben usar con discreción. (F. C. Scobey, "The Flow of Water in Flumes", *U. S. Department of Agriculture, Technical Bulletin* 393.)

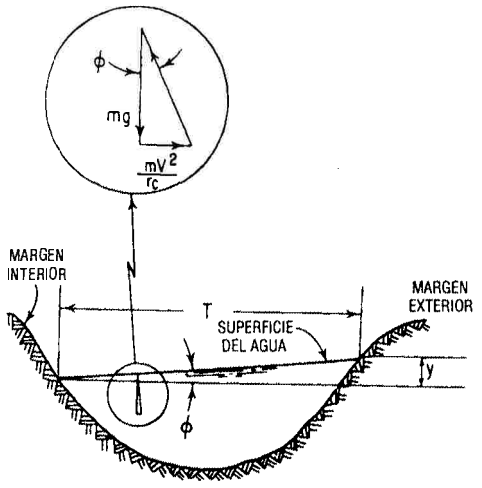


Figura 21.54 Perfil de la superficie del agua en una curva en un canal con flujo subcrítico.

21.32 Flujo supercrítico alrededor de curvas en canales

Cuando el agua, que se mueva con una velocidad mayor que la crítica (Secc. 21.23), circula alrededor de una curva en un canal, se produce una serie de ondas estacionarias. Al comienzo de la curva se forman dos ondas, una es una onda positiva con elevación de superficie mayor que la promedio, que empieza en la pared externa y se extiende a través del canal sobre la línea *AME* (Fig. 21.55). La segunda es una onda negativa, con una elevación de superficie menor que la promedio, que empieza en la pared interna y se extiende a través del canal sobre la línea *BMD*. Estas ondas se cruzan en *M*, se reflejan desde las paredes opuestas del canal en *D* y *E*, se vuelven a cruzar como se ilustra y siguen cruzándose y recruzándose.

Las dos ondas a la entrada forman un ángulo con el canal de acceso conocido como ángulo β_0 de la onda. Este ángulo puede determinarse con la ecuación

$$\text{sen } \beta_0 = \frac{1}{\mathbf{F}_1} \tag{21.109}$$

en donde $\mathbf{F}_1$ representa el número de Froude de flujo en el canal de acceso [Ec. (21.16)].

La distancia desde el comienzo de la curva hasta la primera cresta de la onda en el bordo externo se determina por el ángulo central θ_0. Este ángulo puede encontrarse con

$$\tan \theta_0 = \frac{T}{(r_c + T/2)\tan\beta_0} \tag{21.110}$$

en donde T es el ancho de superficie libre del canal y r_c es el radio de curvatura del centro del canal. Los

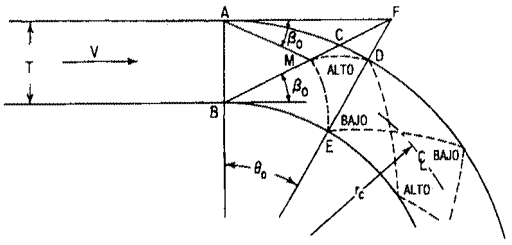


Figura 21.55 Vista en planta del flujo supercrítico alrededor de una curva en un canal abierto.

tirantes a lo largo de los bordos del canal a un ángulo $\theta < \theta_0$ se dan con

$$d = \frac{V^2}{g}\text{sen}^2\left(\beta_0 \pm \frac{\theta}{2}\right) \tag{21.111}$$

en donde el signo positivo da tirantes a lo largo de la pared externa y, el signo negativo, tirantes a lo largo de la pared interna. El tirante de altura máxima para la primera onda positiva se obtiene sustituyendo el valor de θ en la ecuación (21.110) con el de θ_0, de la ecuación (21.111).

La prevención de las ondas estacionarias en canales rectangulares ya construidos puede lograrse instalando umbrales (rebordes) diagonales al comienzo y al final de la curva. El propósito de los umbrales o rebordes es introducir un contradisturbio de la magnitud, fase y forma adecuada para neutralizar las oscilaciones indeseables que se forman en el cambio de curvatura. Los detalles de los umbrales se han determinado con experimentos.

En proyectos nuevos pueden asegurarse buenas condiciones para el flujo supercrítico en canales rectangulares, al proveer curvas de transición o al dar peralte al fondo del canal. Las curvas circulares de transición ayudan en el control de ondas, porque establecen contradisturbios en el flujo, similares a los producidos por los umbrales diagonales. Una curva de transición debe tener un radio de curvatura del doble del radio de la curva central. Debe curvearse en la misma dirección y tener un ángulo central que se calcula con suficiente exactitud, con

$$\tan \theta_t = \frac{T}{2r_c \tan\beta_0} \tag{21.112}$$

Las curvas de transición deben usarse al comienzo y al final de una curva para evitar disturbios aguas abajo.

Peraltar el fondo del canal es el método más eficaz para el control de ondas. Permite establecer condiciones de equilibiro sin introducción de un contradisturbio. La pendiente transversal requerida para el equilibrio es la misma que la pendiente de la superficie libre encontrada para el flujo subcrítico en una curva (Fig. 21.54). El ángulo ϕ, que forma el fondo con la horizontal, se encuentra con la ecuación

$$\tan \phi = \frac{V^2}{r_c g} \tag{21.113}$$

21.33 Transiciones en canales abiertos

Una transición es una estructura colocada entre dos canales de forma o área transversal diferentes para transferir el flujo en forma suave y con baja pérdida de carga. Los problemas principales en el diseño de la transición radican en ubicar la elevación de la plantilla y el determinar las diversas áreas transversales, de modo que el flujo sea de acuerdo con las suposiciones hechas al ubicar la plantilla. Deben tomarse en cuenta muchas variables en el diseño de una transición suave como cambios en el flujo, rugosidad de la pared y forma y pendiente del canal.

Cuando se avanza aguas abajo a través de una transición, el flujo puede permanecer subcrítico o supercrítico (Secc. 21.23), cambiar de subcrítico a supercrítico o cambiar de supercrítico a subcrítico y este último puede producir un salto hidráulico.

Ha de tenerse especial cuidado en el diseño si el tirante en cualquiera de los dos canales conectados está cerca del tirante crítico. En esta región, un pequeño cambio en la carga de energía dentro de la transición puede ocasionar que el tirante de flujo cambie a su tirante alterno. Un flujo que cambia a su tirante subcrítico alterno puede desbordar el canal. Un flujo que cambia a su tirante supercrítico alterno puede ocasionar socavación excesiva en el canal. La relación entre el tirante de flujo y la carga de energía puede mostrarse con un trazo como el de la figura 21.44.

Para colocar una transición en forma correcta entre dos canales es necesario determinar el flujo de diseño y calcular los tirantes normal y crítico para cada sección de canal. Se acostumbra seleccionar el flujo máximo como flujo de diseño. El tirante normal para cada sección se utiliza para el tirante de diseño. Después de haber diseñado para el flujo máximo, se deben efectuar cálculos hidráulicos para comprobar si la estructura es adecuada para flujos menores.

La longitud de la transición que produce una estructura con flujo suave, con baja pérdida de carga, se obtiene para un ángulo de unos 12.5° entre el eje del canal y las líneas de intersección de la superficie del agua con los lados del canal, como se ilustra en la figura 21.56. La longitud L_t de la transición se expresa entonces con

$$L_t = \frac{\frac{1}{2}(T_2 - T_1)}{\tan 12.5°} \qquad (21.114)$$

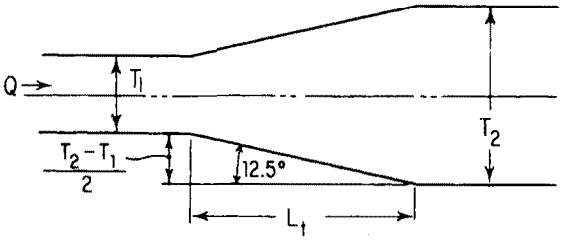


Figura 21.56 Vista en planta de una transición entre dos canales abiertos con diferentes anchos.

en donde T_2 y T_1 son los anchos de la parte superior de las secciones 2 y 1 respectivamente.

En el diseño de una estructura de transición para la entrada, el nivel de la superficie del agua del canal de aguas abajo debe colocarse abajo el nivel de la superficie del agua del canal de aguas arriba por lo menos a una distancia igual al incremento, con la suma de la carga de velocidad, más cualquier pérdida por transición y fricción. La pérdida por transición en ft está dada por $k(\Delta V^2/2g)$, en donde K es alrededor de 0.1 para una estructura de entrada, ΔV es el cambio de velocidad, en ft/s, y $g = 32.2$ ft/s^2. La caída total en la superficie del agua y_d a través de la transición de entrada, entonces, es $1.1[\Delta(V^2/2g)]$, si no se tiene en cuenta la fricción.

Para estructuras de salida, la velocidad promedio se reduce y una parte de la pérdida de carga hidráulica de velocidad se recupera como tirante adicional. El alza de la superficie del agua para una estructura de salida es igual a la reducción en la carga hidráulica de velocidad, menos las pérdidas por salida y por fricción. El factor de pérdida por salida suele ser de 0.2 para transiciones bien proyectadas. Si no se tiene en cuenta las pérdidas por fricción, la elevación total en la superficie y_r del agua a través de la estructura de salida es $0.8[\Delta(V^2/2g)]$.

Muchas transiciones bien diseñadas tienen una curva parabólica inversa para la superficie del agua, la cual es tangente a la superficie del agua en cada canal (Fig. 21.57). Después de seleccionar ese perfil de la superficie del agua, se seleccionan los tirantes y áreas transversales en puntos a lo largo de la transición, para producir esta curva suave. Las paredes rectas, angulares, por lo general no producen una superficie del agua parabólica suave. Por tanto, se debe diseñar la transición con el fondo o con los lados curvos.

La longitud total L_t de la transición se divide en un número par de secciones de igual longitud x.

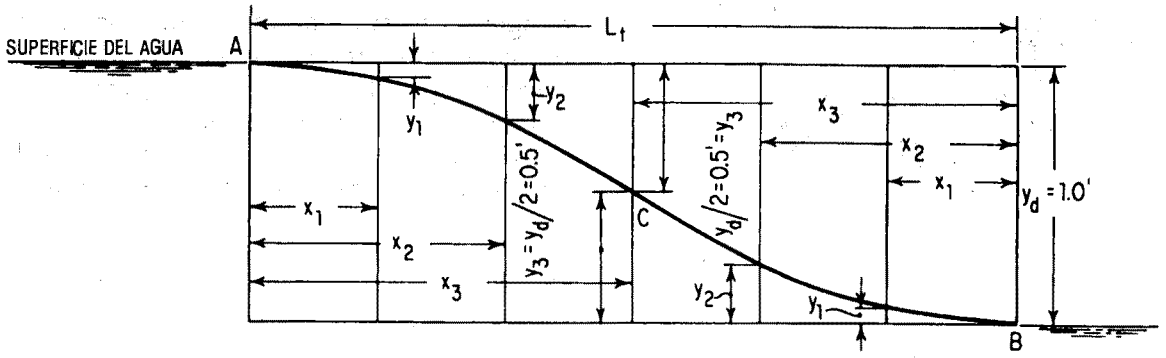


Figura 21.57 Perfil de la curva parabólica inversa de la superficie del agua para transiciones bien diseñadas.

Para la figura 21.57, se utilizan seis longitudes iguales de 10 ft, para una caída supuesta en la superficie y_d del agua, de 1 ft. Se supone que la superficie del agua seguirá la parábola AC en la longitud $L_t/2$, para producir una caída de $y_d/2$ en la superficie del agua y que la otra mitad de la caída de la superficie del agua tenga lugar a lo largo de la parábola CB. El perfil de la superficie del agua puede determinarse con la ecuación general para una parábola, $y = ax^2$, en donde y es la caída vertical en la distancia x, medida desde A o B.

Las caídas de la superficie en las secciones 1 y 2 se encuentran como sigue: en el punto medio de la transición, $y_3 = ax^2 = y_d/2 = 0.5 = a(30)^2$, de donde $a = 0.000556$. Entonces, $y_1 = ax_1^2 = 0.000556(10)^2 = 0.056$ ft y $y_2 = ax_2^2 = 0.000556(20)^2 = 0.222$ ft.

21.34 Vertedores

Un vertedor (también **vertedero**) es una barrera en un canal sobre la cual circula agua. El borde o superficie sobre el cual circula agua se llama **cresta**. La lámina de agua que se derrama se llama **lámina vertiente**.

Si la lámina descarga en el aire, el vertedor tiene *descarga libre*. Si la descarga ocurre parcialmente debajo del agua, el vertedor está sumergido o ahogado.

21.34.1 Tipos de vertedores

Un vertedor con un borde delgado aguas arriba, con lo cual el agua salta libre de la cresta, es un **vertedor de pared delgada** (Fig. 21.58). Todos los demás vertedores se clasifican como vertedores de **pared gruesa**. Los vertedores de pared delgada se clasifican de acuerdo con la forma de la abertura del vertedor, como vertedores rectangulares, vertedores triangulares o en V, vertedores trapezoidales y vertedores parabólicos. Los vertedores de pared gruesa se clasifican, de acuerdo con la forma de su sección transversal, como vertedores de cresta ancha, vertedores triangulares y, como se ilustra en la figura 21.59, vertedores trapezoidales.

El canal que conduce agua hasta un vertedor es el **canal de llegada**. La velocidad media en este canal es la **velocidad de llegada o de entrada**. El tirante del agua que produce el gasto es la **carga**.

Los vertedores de pared delgada son útiles para medir o aforar el flujo de agua. Por contraste, los vertedores de pared gruesa se incorporan en estructuras hidráulicas como dispositivos de control o regulación y el aforo es su función secundaria.

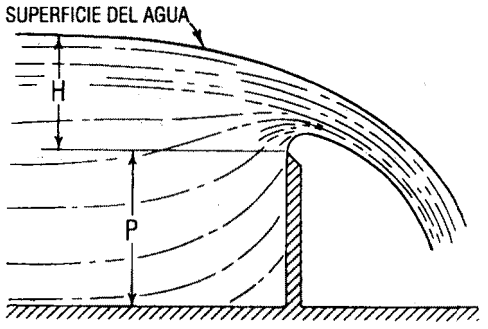


Figura 21.58 Vertedero de pared delgada.

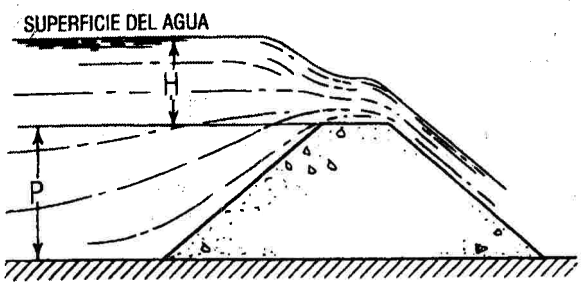


Figura 21.59 Vertedero de pared gruesa.

21.34.2 Vertederos rectangulares de pared delgada

El gasto sobre un vertedor rectangular de pared delgada se obtiene con

$$Q = CLH^{3/2} \qquad (21.115)$$

donde Q = gasto, en ft^3/s

C = coeficiente de descarga

L = longitud efectiva de la cresta, en ft

H = carga media = tirante de flujo encima de la evelación de la cresta, en ft

La carga hidráulica se debe medir, por lo menos, a $2.5H$ aguas arriba del vertedor, para que esté más allá de la caída en la superficie del agua (contracción de la superficie) cerca del vertedor.

Se han desarrollado muchas ecuaciones para encontrar el coeficiente C de descarga. Una ecuación, que se aplica sólo cuando la lámina vertiente está plenamente ventilada fue desarrollada por Rehbock y simplificada por Chow:

$$C = 3.27 + 0.40\,\frac{H}{P} \qquad (21.116)$$

en donde P es la altura del vertedor encima del fondo del canal (Fig. 21.58) (V. T. Chow, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York).

La altura del vertedor P debe ser, por lo menos, $2.5H$ para que se forme una contracción completa de la cresta. Si P es menor que $2.5H$, se reduce la contracción de la cresta y se dice que tiene supresión parcial. La ecuación (21.116) corrige los efectos de la fricción, la contracción de la lámina, velocidades desiguales en el canal de llegada y la supresión parcial de la contracción de la cresta e incluye una corrección para la velocidad de llegada y la carga hidráulica de velocidad asociada.

Para que la lámina vertiente esté plenamente ventilada, debe tener su superficie inferior sometida a plena presión atmosférica. Un vacío parcial debajo de la lámina vertiente puede ocurrir por la eliminación del aire por el chorro, si la ventilación está restringida en los lados del vertedor. Esta falta de ventilación ocasiona un aumento en el gasto y una fluctuación y cambio de forma de la lámina. La condición resultante es inestable y es, por tanto, indeseable cuando el vertedor se utiliza como dispositivo para aforo.

Con cargas hidráulicas muy bajas, la lámina vertiente tiene tendencia a adherirse a la cara de aguas abajo de un vertedor rectangular, aunque se provean medios para la ventilación. En un vertedor que trabaja en esas condiciones, no se puede esperar tener la misma relación entra la carga hidráulica y el gasto, como ocurriría en una lámina completamente ventilada.

Se utilizaría un vertedor triangular o en V (Fig. 21.60) para el aforo del flujo con cargas muy bajas, si se requiere exactitud en la medición.

Las contracciones en los extremos ocurren cuando la abertura del vertedor no se extiende a todo lo ancho del canal de llegada. El agua que circula cerca de las paredes se debe mover hacia el centro del canal para pasar sobre el vertedor, lo cual ocasiona una contracción del flujo. La contracción de la lámina vertiente continúa conforme pasa sobre la cresta. Por tanto, debajo de la cresta, la lámina tiene un ancho mínimo, menor que la longitud de la cresta.

La longitud efectiva L, en ft, de un vertedor con contracciones laterales se expresa con

$$L = L' - 0.1NH \qquad (21.117)$$

donde L' = longitud medida de la cresta, en ft

N = número de contracciones de los extremos

H = carga hidráulica medida, en ft

Si las contracciones en el flujo ocurren en ambos extremos de un vertedor, hay dos contracciones y $N = 2$. Si la cresta del vertedor se extiende hasta una pared del canal pero no a la otra, entonces hay

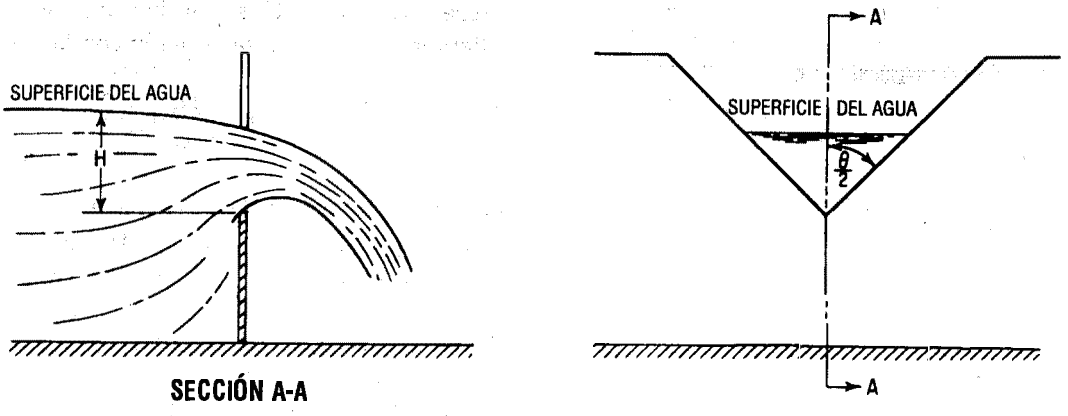


Figura 21.60 Vertedero triangular o en V.

una contracción y $N = 1$. La longitud efectiva de la cresta de un vertedor con ancho total se toma como la medida de su longitud. Se dice que en ese vertedor están suprimidas las contracciones.

21.34.3 Vertedores de pared delgada, triangulares o en V

El vertedor triangular o en V (Fig. 21.60) tiene una ventaja marcada sobre un vertedor de pared delgada rectangular (Secc. 21.34.2), cuando se van a medir gastos reducidos. El flujo sobre un vertedor triangular empieza en un punto y tanto el gasto como el ancho del flujo aumenta como función del tirante. Esto tiene el efecto de subir la parte inferior de la curva de gasto-tirante y, por tanto, permite determinar con más exactitud el gasto en esta región.

El gasto se obtiene con

$$Q = C_1 H^{5/2} \tan \frac{\theta}{2} \qquad (21.118)$$

donde θ = ángulo en el vértice, en grados

H = carga medida, en ft

C_1 = coeficiente de descarga

La carga hidráulica H se mide desde la elevación de la ranura hasta la elevación de la superficie del agua, a una distancia $2.5H$ aguas arriba del vertedor. Lenz derivó en forma experimental los valores del coeficiente de descarga, e ideó un procedimiento para incluir el efecto de la viscosidad y la tensión superficial, así como el efecto de la contracción y la velocidad de llegada (A. T. Lenz, *Viscosity and Surface Tension Effects on V-notch Weir Coefficients*, Transactions of the American Society of Civil Enginners, vol. 69, 1943.) Estos valores los resumió Brater, quien presentó los datos en la forma de curvas (Fig. 21.61) (E. F. Brater *Handbook of Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company, New York.)

Un vertedor en V tiende a concentrar o enfocar la lámina vertiente y ocasiona que salte sin tocar la cara de aguas abajo, ni siquiera con los flujos más pequeños. Esta característica evita un cambio en la relación carga-gasto con flujos bajos y lo hace más confiable para el aforo en estos casos.

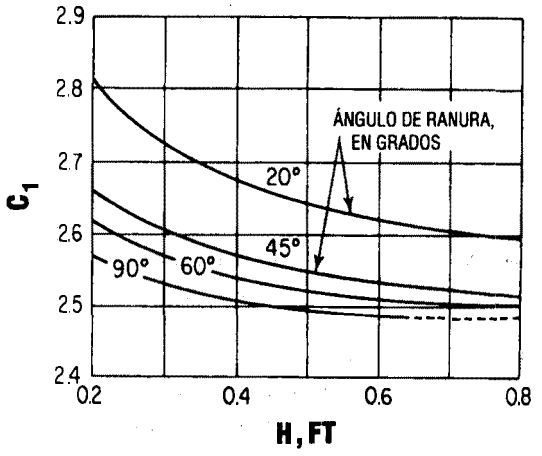


Figura 21.61 La gráfica da los coeficientes de descarga para vertederos en V con cresta aguda. Los coeficientes dependen de la carga y del ángulo de la ranura.

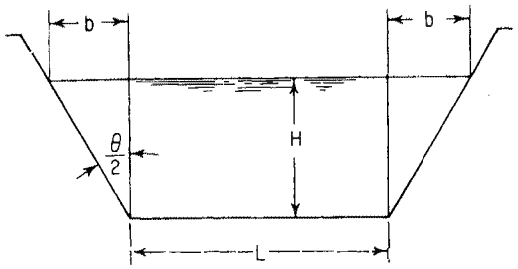


Figura 21.62 Vertedero de pared delgada, trapezoidal.

21.34.4 Vertedores trapezoidales de pared delgada

Se supone que el gasto de un vertedor trapezoidal (Fig. 21.62) es el mismo que el de un vertedor rectangular y un vertedor triangular, combinados.

$$Q = C_2 L H^{3/2} + C_3 Z H^{5/2} \qquad (21.119)$$

donde Q = gasto, en ft^3/s

L = longitud de la ranura en el fondo, en ft

H = carga medida desde el fondo de la ranura, en ft

Z = b/H [que sustituye a tan $(\theta/2)$ en la ecuación (21.118)]

b = mitad de la diferencia entre las longitudes en las partes superior e inferior de la ranura, en ft

No hay datos para determinar los coeficientes C_2 y C_3 y se deben determinar con experimentos para cada instalación.

21.34.5 Vertedores para pared delgada sumergidos

El gasto sobre un vertedor de pared delgada sumergido (Fig. 21.63), se afecta no sólo por la carga hidráulica H_1 en el lado de aguas arriba sino también por la carga hidráulica H_2 aguas abajo. También hay cierta influencia sobre el flujo por la altura P de la cresta del vertedor encima del piso del canal.

El gasto Q_s, en ft^3/s, para un vertedor sumergido está relacionado con el gasto Q, libre o sin sumergir de ese vertedor, en ft^3/s, por una función de H_2/H_1. Villemonte expresó esta relación con la ecuación

$$\frac{Q_s}{Q} = \left[1 - \left(\frac{H_2}{H_1}\right)^n\right]^{0.385} \qquad (21.120)$$

en la cual n es el exponente de H en la ecuación para la descarga libre para la forma del vertedor. (El valor de n es 3/2 para un vertedor rectangular de pared delgada, y de 5/2 para un vertedor triangular.) Para usar la ecuación de Villemonte, primero se calcula el flujo Q para el vertedor cuando no está sumergido y, luego con ese valor de Q y los tirantes requeridos, se obtiene el gasto Q_s sumergido. (J. R. Villemonte, *Submerged-Weir Discharge Studies*, Engineering News-Record, December 25, 1947, p. 886.)

La ecuación (21.120) puede utilizarse para calcular el gasto de un vertedor sumergido de pared delgada, de cualquier forma, con sólo cambiar el valor de n. Se encontró que la desviación máxima de la ecuación de Villemonte para todos los resultados de las pruebas era de 5%. Cuando es esencial mayor exactitud, se recomienda probar el vertedor en un laboratorio en condiciones semejantes a la del punto a que se destina.

21.34.6 Vertedores de pared gruesa

Son vertedores robustos, de contrucción fuerte que suelen ser parte integral de proyectos hidráulicos (Fig. 21.59). El vertedor típico de pared gruesa aparece como la sección de cresta para una presa vertedora o la sección de entrada de un vertedor de demasía o un canal. Ese vertedor puede utilizarse para el aforo del flujo, pero su propósito normal es de control y regulación de los niveles de agua o descarga, o ambos.

El gasto sobre un vertedor de pared gruesa se obtiene con

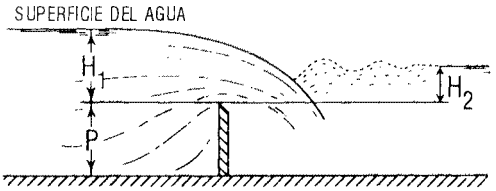


Figura 21.63 Vertedero de pared delgada, sumergido.

$$Q = CLH_t^{3/2} \tag{21.121}$$

donde Q = gasto, en ft^3/s

C = coeficiente de descarga

L = longitud efectiva de la cresta, en ft

H_t = carga hidráulica total en la cresta, incluida la carga hidráulica de velocidad de llegada, en ft

La carga hidráulica de agua que produce la descarga sobre un vertedor es el total de la carga hidráulica H medida y de la carga hidráulica de velocidad de llegada H_v. La carga de velocidad de llegada ya se ha tenido en cuenta en el coeficiente de descarga para vertedores de pared delgada, pero se debe considerar por separado para vertedores de pared gruesa. Por tanto, para esos vertedores, la ecuación (21.115) se reescribe como

$$Q = CL\left(H + \frac{V^2}{2g}\right)^{3/2} \tag{21.122}$$

donde H = carga medida, en ft

V = velocidad de llegada, en ft/s

$V^2/2g$ = H_v carga hidráulica de velocidad de llegada, en ft, sin tener en cuenta el grado de turbulencia dado por la ecuación (21.81)

g = aceleración debida a la gravedad, 32.2 ft/s^2

Dado que la velocidad y el gasto dependen una de la otra en esta ecuación y ambas son incógnitas, se debe encontrar el gasto en una serie de aproximaciones. Esto puede hacerse como sigue: primero se calcula un gasto con la carga medida, sin tener en cuenta la carga de velocidad. Después, con este gasto, se calculan las velocidades de llegada, carga de velocidades y se determina la carga total. Con esta carga total se corrige el primer gasto supuesto. Este gasto corregido tendrá suficiente exactitud si la velocidad de llegada es pequeña. Pero, cuando las velocidades de llegada son grandes, se debe repetir el proceso a partir del valor corregido.

El coeficiente C de descarga se debe determinar en forma experimental para los vertedores de pared gruesa. Si se va a construir un vertedor de una conformación que no se ha probado, se debe calibrar en el sitio o hacer un estudio con un modelo para determinar su relación carga-gasto. El problema de establecer una relación fija entre la carga y el gasto se complica por el hecho de que la lámina vertiente puede adoptar una gran variedad de formas al pasar sobre el vertedor. Para cada cambio en la forma de la lámina, hay un cambio correspondiente en la relación entre carga y gasto. Este efecto es sumamente crítico para cargas bajas. La lámina vertiente sufre distintos cambios sucesivos según varía la carga y las formas sucesivas que aparecen con una etapa creciente, pueden diferir de las pertenecientes a etapas similares con carga decreciente. Ha de tenerse cuidado al usar estos vertedores para aforos y, por tanto, cerciorarse que las condiciones son similares a las del momento de calibración.

Los vertedores grandes de pared gruesa a menudo tienen pilas en la cresta para soportar compuertas de control o un camino. Estas pilas reducen la longitud efectiva de la cresta en más de la suma de sus anchos individuales debido a la formación de contracciones en el flujo en cada pila. La longitud efectiva de la cresta para un vertedor de pared gruesa se expresa con

$$L = L' - 2\,(NK_p + K_a)H_t \tag{21.123}$$

donde L = longitud efectiva de la cresta, en ft

L' = longitud neta de la cresta, en ft = longitud medida menos ancho de todas las pilas

N = número de pilas

K_p = coeficiente de contracción por las pilas

K_a = coeficiente de contracción por los estribos

H_t = carga total sobre la cresta, incluida la carga de velocidad de llegada, en ft

(U.S. Department of the Interior, *Design of Small Dams*, Government Printing Office, Washington, DC 20402.)

El coeficiente K_p de contracción de pilas se afecta por la forma y colocación de la nariz de la pila y por el espesor de la misma, la carga hidráulica en relación con la carga de diseño y la velocidad de llegada. Para condiciones de carga de diseño H, los coeficientes promedio de contracción por pilas se indican en la tabla 21.12.

TABLA 21.12 Coeficientes de contracción de pilas

Condición	K_p
Pilas con nariz o de tamajar cuadrada, con esquinas redondeadas en un radio igual a, poco más o menos, 0.1 del espesor de la pila	0.02
Pilas con nariz o de tamajar redondeada	0.01
Pilas con nariz o de tamajar puntiaguda	0

El coeficiente K_a de contracción de los estribos se afecta con la forma del estribo, el ángulo entre la pared de llegada de aguas arriba y el eje de flujo, la carga en relación con la carga de diseño y la velocidad de llegada. Para las condiciones de la carga H_d de diseño, pueden suponerse coeficientes promedio como los mostrados en la tabla 21.13.

21.34.7 Inmersión de vertedores de pared gruesa

Los vertedores de demasías y otros de pared gruesa, están sumergidos cuando su nivel del agua en la descarga o salida es la bastante alto para afectar el gasto. Debido a los disturbios en la superficie producidos en la cercanía de la cresta, ese vertedor no es satisfactorio para un aforo exacto.

Los valores aproximados del gasto pueden encontrarse aplicando las siguientes reglas propuestas por E. F. Brater: 1) Si el nivel en la descarga no es mayor de 0.2 veces la carga, no se tome en cuenta la inmersión y trátese el vertedor como si tuviera descarga libre. 2) Para vertedores estrechos que tienen un borde agudo de entrada, aguas arriba, utilícese una fórmula de vertedor sumergido para vertedores de pared delgada. 3) Los vertedores de cresta ancha no se afectan por la inmersión hasta más o menos 0.66 veces la carga. 4) Para vertedores con crestas estrechas, redondeadas, auméntese el gasto obtenido con una fórmula para vertedores sumergidos de pared delgada en 10% o más. De las reglas anteriores, es probable que 1, 2 y 3 se apliquen con bastante exactitud, mientras que las 4 sólo es una aproximación preliminar.

TABLA 21.13 Coeficientes de contracción de estribos

Condición	K_a
Estribo cuadrado con cabecera a 90° con la dirección del flujo	0.20
Estribos redondeados, con cabecera a 90° con la dirección del flujo, cuando $0.5H_d \geq r^* \geq 0.15H_d$	0.10
Estribos redondeados en donde $r^* > 0.5H_d$ y la cabecera está colocada a no más de 45° con la dirección del flujo	0

*r = radio del redondeamiento del estribo.

21.34.8 Vertedor de cresta de moldura

El desarrollo del vertedor de cresta de moldura (tipo cimacio) fue un intento por producir un vertedor que no tuviera la variación indeseable en la lámina que suele estar asociada con vertedores de pared delgada. Se necesitaba una forma que pudiera obligar a la lámina a adoptar una sola trayectoria para cualquier gasto, con lo cual el vertedor resultaría adecuado para aforos. El vertedor de tipo cimacio (Fig. 21.64) tiene esa forma. Su perfil de la cresta sigue muy de cerca el perfil de la superficie interior de una lámina ventilada que circule sobre un vertedor rectangular de pared delgada.

La forma de esa lámina y, por tanto, del cimacio, dependen de la carga que produzca el flujo. En consecuencia, se diseña un vertedor de tipo cimacio para una sola carga total, llamada carga de diseño H_d. Cuando un vertedor de tipo cimacio descarga a la carta de diseño, el flujo se desliza sobre la cresta sin ninguna interferencia de las superficies y alcanza una eficiencia casi máxima.

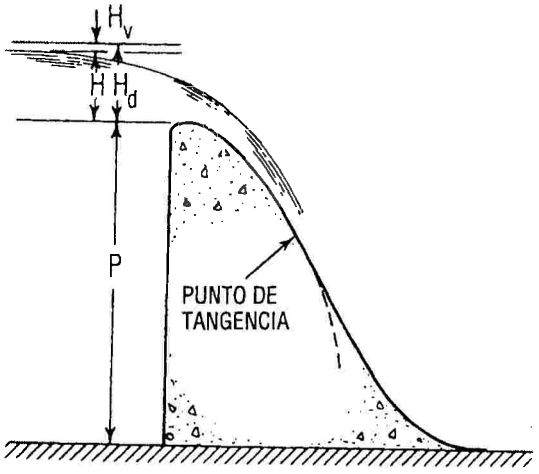


Figura 21.64 Vertedero del tipo cimacio con cara vertical aguas arriba.

Para flujo con cargas menores que la de diseño, la lámina está soportada por la cresta y se desarrolla presión en la cresta, la cual es superior a la atmosférica, pero menor que la hidrostática. Esta presión en la cresta reduce el gasto a menos de la de flujo ideal. (El flujo ideal es el flujo sobre un vertedor de pared delgada, totalmente ventilado, bajo la misma carga hidráulica H.)

Cuando el vertedor descarga con cargas mayores que la de diseño, la presión sobre la cresta es menor que la atmosférica y el gasto aumenta a más del flujo ideal. La presión puede volverse tan baja que ocurra separación en el flujo; no obstante, de acuerdo con Chow, puede excederse la carga de diseño, sin peligro, en un 50% antes de que se desarrolle cavitación peligrosa (V. T. Chow, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company. New York).

La carga H medida en un vertedor de tipo cimacio se toma como la distancia desde el punto más alto de la cresta hasta el nivel de la superficie del agua, medida a una distancia de $2.5H$ aguas arriba. Este tirante coincide con el tirante medido entre el nivel de aguas arriba y el fondo de la lámina, en el punto de máxima contracción, para un vertedor de pared delgada. Esta relación se ilustra en la figura 21.65.

Los coeficientes de descarga para los vertedores de tipo cimacio se determinan, por tanto, con los coeficientes para vertedores de pared delgada después de un ajuste de esta diferencia en la carga. Estos coeficientes son una función de la velocidad de llegada, la cual varía con la relación entre la altura del vertedor P y la carga total H_t real, cuando se expresa el gasto con la ecuación (21.122). En la figura 21.66, para un vertedor de tipo cimacio, con cara o paramento vertical aguas arriba, se da el coeficiente C_d a la carga de diseño H_d. (U. S. Department of the Interior, *Design of Small Dams*, Goverment Printing Office, Washington, D. C. En esta obra y el V. T. Chow, *Open-Channel Hydraulics*, McGraw-Hill Book Company,, New York, se presentan métodos para determinar la forma del perfil del cimacio.) Cuando el vertedor descarga a una carga que no sea la de diseño, el flujo difiere del ideal y el coeficiente de descarga cambia en relación con el dado en la figura 21.66.

En la figura 21.67 se dan los valores del coeficiente C de descarga como función de la relación H_t/H_d, en donde H_t es la carga real que se considera y H_d es la carga hidráulica de diseño.

Si un vertedor de tipo cimacio tiene el paramento de aguas arriba inclinado, hay tendencia a que el gasto aumente en relación con el de un vertedor de cara vertical. En la figura 21.68 se ilustra la relación entre el coeficiente para un cimacio con paramento inclinado con el coeficiente para un vertedor con parametro vertical aguas arriba. El coeficiente de descarga para un vertedor con cara inclinada aguas arriba, si el flujo no es a la carga de diseño, se determina con la figura 21.66 y, despues se hace la corrección para carga e inclinación con las figuras 21.67 y 21.68.

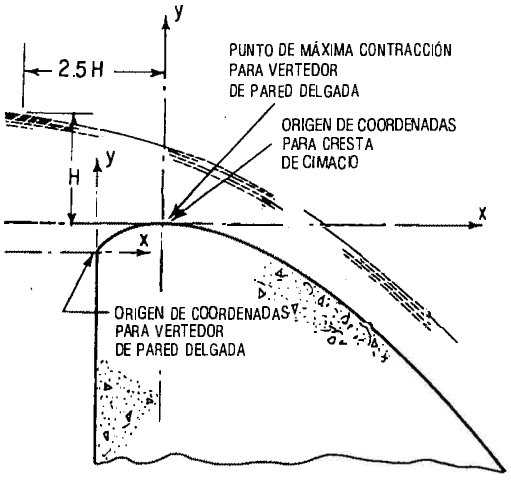


Figura 21.65 Ubicación del origen de las coordenadas para vertederos con cresta aguda y cimacio.

21.34.9 Vertedor de cresta ancha

Es un vertedor con una cresta horizontal o casi horizontal. La cresta debe tener suficiente longitud en el sentido de flujo, de modo que la lámina esté soportada y que se desarrolle presión hidrostática contra la cresta, cuando menos en una distancia corta. Un vertedor de cresta ancha es de sección transversal casi rectangular. Salvo indicación en contrario, se supondrá que tiene caras verticales, cresta horizontal plana y bordes agudos en ángulos rectos.

En la figura 21.69 se muestra un vertedor de cresta ancha que debido a su borde agudo de aguas arriba, tiene contracción de la lámina. Esto ocasiona una zona de presión reducida en el borde de entrada. Cuando la carga H en un vertedor de cresta ancha llega a ser entre una a dos veces su espesor b,

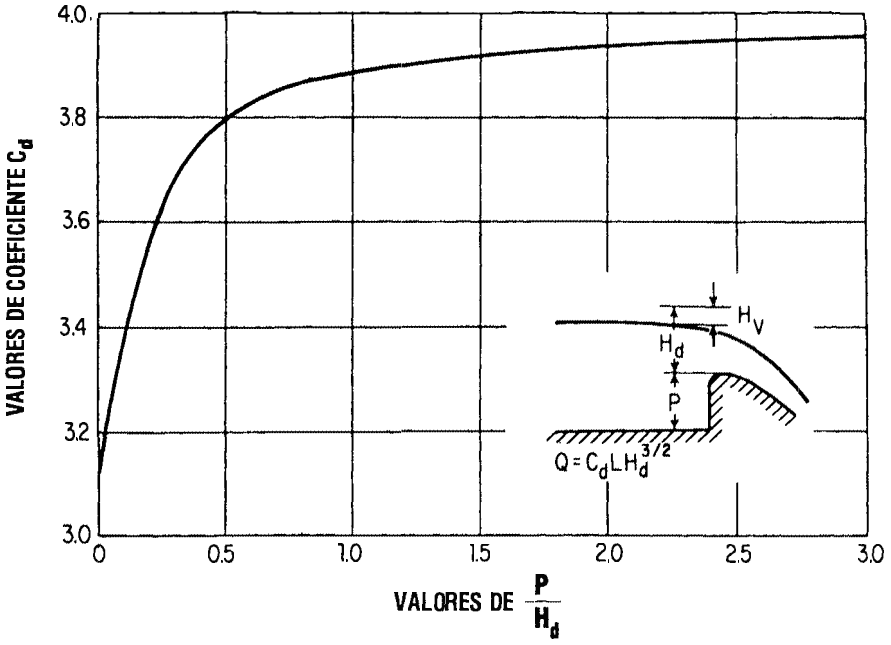


Figura 21.66 La gráfica da los coeficientes de descarga a la carga de diseño H_d para vertederos de cimacio con parámetro vertical. (De *"Design of Small Dams", U.S. Bureau of Reclamation.*)

la lámina salta libremente y el vertedor actúa como vertedor de cresta aguda.

El gasto sobre el vertedor de cresta ancha se expresa con la ecuación (21.115), ya que la velocidad de llegada no se tuvo en cuenta en los experimentos efectuados para determinar el coeficiente de descarga. Es probable que estos coeficientes se apliquen con más exactitud, cuando la velocidad de llegada no es elevada. Los valores de los coeficientes de descarga, compilados por King, aparecen en la tabla 21.14 (E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company, New York).

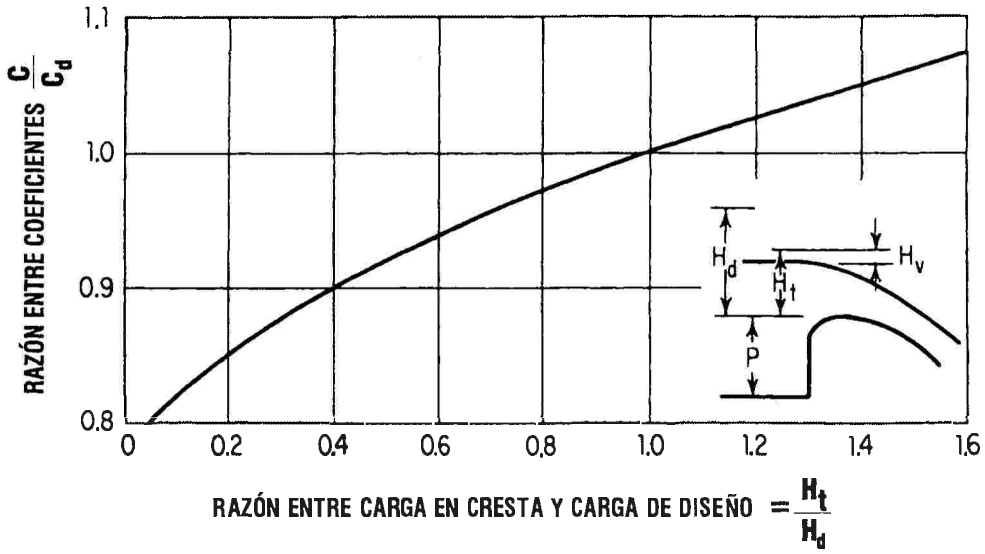


Figura 21.67 La gráfica da los coeficientes de descarga para vertedores cimacio con cara vertical y carga H_t que no sea la carga de diseño H_d. (De *"Design of Small Dams", U.S. Bureau of Reclamation.*)

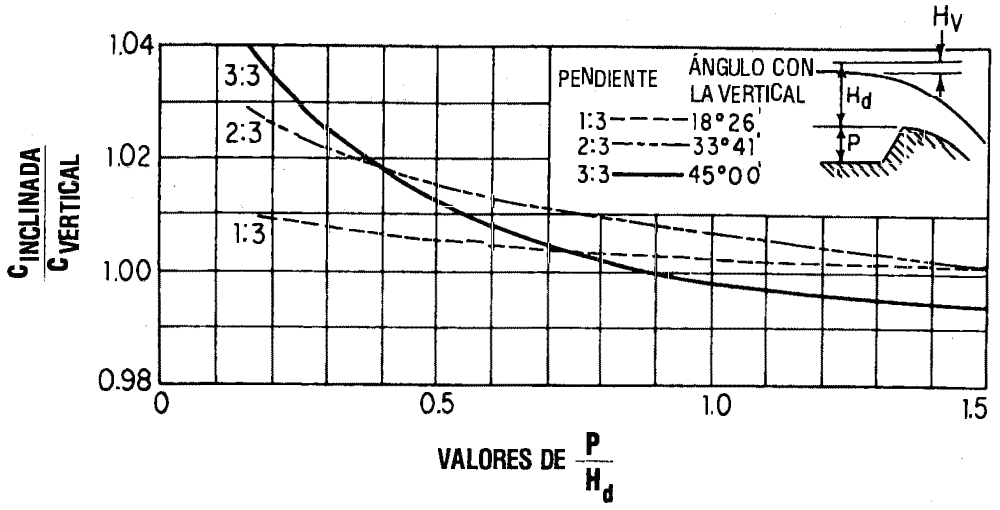


Figura 21.68 La gráfica da los coeficientes de descarga con carga de diseño H_d para vertederos de cimacio para cara de aguas arriba inclinadas. (De *"Design of Small Dams"*, *U.S. Bureau of Reclamation.*)

21.34.10 Vertedores de sección irregular

Este grupo comprende los vertedores en los cuales la sección transversal se desvía de los vertedores típicos de cresta ancha o de los de cimacio. Los vertedores de sección irregular, que son bastante comunes en los proyectos de suministro de agua, se utilizan como vertedores de demasías y estructuras de control. Hay datos experimentales para las formas más comunes. (Véase, por ejemplo, E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.35 Transferencia y acumulación de sedimentos en canales

Los sedimentos de canales abiertos tienen muchos efectos indeseables: Los estanques tienen una vida útil reducida debido a la pérdida de capacidad de almacenamiento por acumulación de sedimentos. Los sedimentos ocasionan daños en los canales navegables y en los puertos y un aumento en la frecuencia de las inundaciones por el aumento de nivel en los ríos y canales para el control de inundaciones. Los sedimentos arrastrados por las inundaciones a las tierras agrícolas destruyen la fertilidad cuando el limo se origina por erosión de orillas o barrancas en vez de ser por erosión superficial del suelo. El costo de operación de los sistemas de riego aumenta por la necesidad del dragado frecuente. Las instalaciones para suministro de agua tienen mayores costos por las necesidades de incluir obras de retención del azolve y por el desgaste del equipo mecánico, como compuertas, válvulas y turbinas.

21.35.1 Acumulación de sedimento en embalses

La acumulación de sedimento ocurre cuando la fuerza de arrastre de un río se disipa a medida que el río llega a un cuerpo de agua en reposo, como un embalse. Los sedimentos de tamaño más grueso, esto es, los que forman el transporte de fondo, se depositan en un delta cuando el río entra a agua en reposo. Entre más pequeño sea el tamaño del sedi-

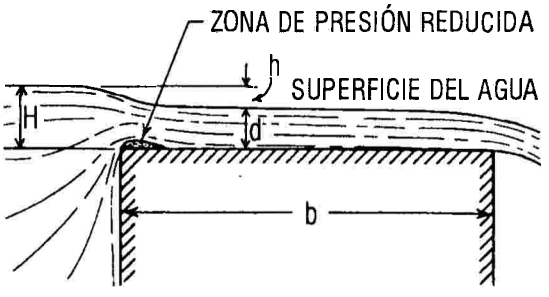


Figura 21.69 Vertedero de cresta ancha.

TABLA 21.14 Valores de C en $Q = CLH^{3/2}$ en vertederos de cresta ancha

Carga medida, H, ft	Ancho o espesor de la cresta, en ft										
	0.50	0.75	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	4.00	5.00	10.00	15.00
0.2	2.80	2.75	2.69	2.62	2.54	2.48	2.44	2.38	2.34	2.49	2.68
0.4	2.92	2.80	2.72	2.64	2.61	2.60	2.58	2.54	2.50	2.56	2.70
0.6	3.08	2.89	2.75	2.64	2.61	2.60	2.68	2.69	2.70	2.70	2.70
0.8	3.30	3.04	2.85	2.68	2.60	2.60	2.67	2.68	2.68	2.69	2.64
1.0	3.32	3.14	2.98	2.75	2.66	2.64	2.65	2.67	2.68	2.68	2.63
1.2	3.32	3.20	3.08	2.86	2.70	2.65	2.64	2.67	2.66	2.69	2.64
1.4	3.32	3.26	3.20	2.92	2.77	2.68	2.64	2.65	2.65	2.67	2.64
1.6	3.32	3.29	3.28	3.07	2.89	2.75	2.68	2.66	2.65	2.64	2.63
1.8	3.32	3.32	3.31	3.07	2.88	2.74	2.68	2.66	2.65	2.64	2.63
2.0	3.32	3.31	3.30	3.03	2.85	2.76	2.72	2.68	2.65	2.64	2.63
2.5	3.32	3.32	3.31	3.28	3.07	2.89	2.81	2.72	2.67	2.64	2.63
3.0	3.32	3.32	3.32	3.32	3.20	3.05	2.92	2.73	2.66	2.64	2.63
3.5	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.19	2.97	2.76	2.68	2.64	2.63
4.0	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.07	2.79	2.70	2.64	2.63
4.5	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	1.88	2.74	2.64	2.63
5.0	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.07	2.79	2.64	2.63
5.5	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	3.32	2.88	2.64	2.63

mento llevado en suspensión, más avanzan dentro del depósito antes que se depositen.

El agua de entrada, con su transporte de sedimento en suspensión, tiene una densidad específica mayor que la del agua en el embalse y puede formar una **corriente de densidad** en vez de mezclarse de inmediato con el agua clara. La corriente de densidad, una vez formada, se mueve con rapidez al fondo y circula en una nube densa en las pendientes del embalse hasta que una presa la bloquea. El flujo denso, después, se extiende en esta parte más profunda, mientras que el efecto de amortiguación del estanque, en un momento dado, ocasiona la deposición de los sedimentos. Los depósitos de sedimentos finos forman alrededor de la tercera parte del volumen de los depósitos de azolve en un embalse. Las corrientes de densidad conducen todos, o gran parte de estos sedimentos finos, a su sitio final. El delta visible, formado por los sedimentos gruesos, con frecuencia distrae la atención de los depósitos invisibles en el fondo, de sedimentos finos, que a menudo son de igual importancia.

La mayor parte de los embalses retienen desde el 70% hasta casi el 100% de todos los sedimentos de entrada, según que el embalse se utilice para el control de inundaciones o como almacenamiento. Los embalses o vasos para control de inundación se suelen vaciar poco después de una avenida para que el agua arrastre los materiales suspendidos antes de que pueda ocurrir la sedimentación. Este procedimiento da por resultado la reducción de nuevos depósitos en casi 30% después de cada avenida. Por otra parte, los vasos de almacenamiento usados para proporcionar agua o para generación de energía normalmente retienen cualquier flujo un tiempo suficiente para que ocurra la sedimentación de todos los materiales en suspensión. Sus descargas se regulan para permitir la generación de energía o para producir un flujo uniforme aguas abajo, sin tener en cuenta el desfogue del agua de tormenta cargada de sedimentos.

La mayor parte de la carga anual de sedimentos suspendidos en una corriente puede transportarse en un tiempo corto. La corriente está más o menos limpia el resto del año.

El arrastre de gran parte de la carga anual de limo suspendido es factible con el uso de corrientes de densidad. Estas corrientes son estables una vez

formadas y a menudo se extienden hasta la obra de toma del embalse. Si se observan corrientes de densidad y se determinan su hora de llegada a la obra de toma, pueden abrirse compuertas apropiadas y gran parte de los sedimentos finos que entran a un vaso de almacenamiento pueden evacuarse antes que tengan tiempo de formar depósitos permanentes. Esta operación de evaluación puede prolongar muchos años la duración útil de un embalse o vaso.

Existen muchos fenómenos que pueden destruir un embalse, como la pérdida de capacidad de almacenamiento por derrumbes de tierra y la pérdida de la presa por terremotos, deslizamiento de tierras, rebosamiento de la cortina o falla de materiales. La forma más común de destrucción es por la pérdida de almacenamiento por la acumulación de limo o azolve. La recuperación de la capacidad del embalse perdida por el azolve casi siempre en antieconómica, debido a la amplia distribución de los sedimentos y a la gran cantidad presente. El medio más práctico para impedir una pérdida en la capacidad del vaso es evitar la formación de depósitos permanentes aprovechando las corrientes de densidad y controlando la tasa de formación y producción de sedimentos en las áreas erosionables. Cuando no se puede hacer nada, debe proveerse suficiente espacio para almacenamiento en el embalse o vaso en el diseño, para compensar su azolvamiento durante un tiempo económicamente razonable.

La producción y el transporte de sedimentos hacia los vasos y almacenamientos o aguas navegables no pueden evitarse con costos proporcionales a los beneficios. No obstante, pueden hacerse mejoras económicas en la naturaleza, a veces, por medio de un programa de control de erosión, que reduzca la producción de sedimentos a menos de la normal encontrada en condiciones vírgenes.

Los azolves que se forman en un embalse para almacenamiento se distinguen en dos tipos bien definidos: **depósitos de delta**, formados por el **arrastre de fondo o gasto sólido**, son de grano, con un peso promedio de alrededor de 80 lb/ft^3. Los depósitos producidos por el **arrastre en suspensión** son de grano fino con peso promedio de 30 lb/ft^3. Constituyen alrededor de una sexta parte del peso total de sedimentos a la entrada, pero alrededor de la tercera parte del volumen de todos los sedimentos en un vaso de almacenamiento, debido a su baja densidad. Si, debido a las fluctuaciones en el nivel de agua en el embalse, los depósitos de sedimentos quedan periódicamente a un nivel superior al agua, aumenta su densidad y las relaciones volumétricas antes citadas para inmersión continua ya no se aplican.

21.35.2 Predicción del ritmo de llegada de sedimentos

Hay dos métodos para predecir el ritmo de acumulación de sedimentos en un embalse; ambos incluyen la predicción del ritmo de arrastre de sedimentos.

Un método depende de los datos históricos de la tasa de azolvamiento de los vasos existentes y es totalmente empírico. Con este método, pueden utilizarse los registros de azolvamiento de un vaso para predecir ya sea la tasa de azolvamiento de ese depósito o el patrón probable de acumulación de sedimentación para un depósito propuesto en un área similar. Este método permite la tranportación de datos de una cuenca hidrológica a otra, porque la acumulación anual medida de la sedimentación en un embalse se expresa como **tasa de acumulación de sedimentos** por área unitaria de cuenca. Por supuesto, dicha tasa no es uniforme durante todo el año ni de año en año, por las variaciones en la precipitación pluvial, pero debe dar como promedio la cantidad anual calculada para toda la duración del proyecto. La acumulación anual de sedimentos en un vaso se determina con estudios de los deltas expuestos y con sondeos. El volumen resultante se ajusta para tener en cuenta cualquier pérdida de azolve por las compuertas de desagüe o por los vertedores de demasías y, luego, se expresa como la llegada de sedimentos por milla cuadrada de área de capación en la cuenca hidrológica. Se hace otro ajuste en la cifra de llegada de sedimentos según las condiciones de lluvia y escurrimientos, a fin de obtener una cifra razonable que pueda expresarse en un año con precipitación pluvial promedio. Si esta cifra ajustada se va a trasponer a una cuenca hidrológica cercana, han de hacerse ajustes para tener en cuenta las diferencias en la capa vegetal y lluvias entre las cuencas. (Para un estudio de los factores en los cuales se basa este ajuste, véase la sección 21.39.)

Los estimados o mediciones de llegada de sedimentos no dan la producción total de sedimentos de una región porque parte del arrastre producido en una cuenca se deposita en las zonas planas de

inundación y en los canales antes que pueda llegar al embalse. La diferencia entre la cantidad de sedimento producido y el entregado conforme aumenta el área de la cuenca hidrológica, se acrecienta debido a la mayor oportunidad de que el arrastre se deposite antes que llegue al embalse. Por tanto, si se va a transportar una medición o estimado de llegada de azolve a una cuenca de diferente tamaño, debe hacerse un ajuste para tener también en cuenta esta discrepancia. La información para este ajuste sólo puede obtenerse con un examen del terreno de las dos regiones, a fin de determinar diferencias que podrían ocasionar variaciones en el depósito de azolve a lo largo de las vías fluviales.

El segundo método general para calcular el ritmo de llegada de sedimentos incluye determinar la cantidad de transporte de sedimentos como función de la descarga de la corriente y la densidad del sedimento suspendido. Luego se calcula la afluencia total de sedimentos durante el año con estas relaciones y con los datos registrados de descarga de la corriente.

Se supone que la cantidad total de sedimentos arrastrada por un río es transportada ya sea como carga suspendida o como gasto sólido (arrastre de fondo) (Sec. 21.35.1). La división está basada en el tamaño de partículas, pero también depende de la velocidad de flujo, por lo cual no hay una demarcación definida entre las dos clases. De acuerdo con Witzig, alrededor del 80% del volumen de todos los sedimentos se produce por la erosión de los bancos y bordos de la corriente; el 20% lo produce la erosión superficial de la tierra. La erosión constante de las márgenes de la corriente mantiene el lecho de la corriente bien abastecida con el sedimento grueso, que avanza como gasto sólido. El sedimento fino que avanza en suspención se produce en pequeñas cantidades por la erosión de las márgenes de la corriente. Pero en su mayor parte el azolve proviene de la erosión superficial de la tierra, que suele ocurrir sólo durante una tormenta.

La cantidad total de sedimentos en suspensión no está relacionada directamente en todo momento con la descarga. La cantidad se afecta por las variaciones estacionales en el suministro y fuente de los sedimentos finos por la distribución de lluvia y escurrimientos de la cuenca hidrológica. Por tanto, la medición de la carga de sedimentos para una descarga dada no siempre indica la cantidad que puede ser arrastrada por una descarga igual en otro tiempo.

El arrastre de fondo sólido consiste en partículas de sedimentos demasiado grandes para esta suspensión. Esta escala de tamaños incluye partículas de arena gruesa, grava y piedras. Las partículas del lecho de carga se mueven porque ruedan a lo largo del lecho de la corriente. Algunas partículas más finas se mueven en una serie de escalones y saltos que representan una transición entre el transporte como lecho de carga y carga suspendida.

Se considera que la cantidad de arrastre de fondo es una función constante de la descarga porque el suministro de sedimento para las fuerzas del lecho de carga siempre está disponible, excepto en los canales revestidos. Una fórmula aceptada para la cantidad de sedimentos transporatada como lecho de carga es la fórmula de Schoklitsch:

$$G_b = \frac{86.7}{D_g^{1/2}} S^{3/2} (Q_i - bq_o) \qquad (21.124)$$

donde G_b = Lecho de carga total, en lb/s

D_g = diámetro efectivo de los granos, en in

S = pendiente del gradiente de energía

Q_i = descarga instantánea total, en ft^3/s

b = ancho del río, en ft

q_o = descarga crítica en ft^3/s por ft de ancho del río

$= (0.000532/S^{4/3})D_g$

Puede llegarse a una determinación aproximada del lecho de carga con la fórmula de Shoklitsch si se suponen valores medios de pendiente, descarga y un solo tamaño de grano representativo de los sedimentos del lecho de carga. Un tamaño medio de granos de 0.04 in de diámetro (más o menos 1 mm) es razonable para un río con una pendiente cercana de 1.0 ft por milla.

El tamaño de los granos que se mueven sobre el lecho de un río dependen de la velocidad de flujo, la cual varía según la pendiente y la descarga. Por tanto, el tamaño medio de granos cambia conforme aumenta el flujo durante una tormenta o según el río cambie su pendiente a lo largo de su curso. Es obvio que con la ecuación (21.124) se tendría un serio error, si es necesario suponer un tamaño medio de granos en ausencia de datos obtenidos con todo cuidado en el campo. Con frecuencia, si por la

falta de datos o de dinero no es posible una investigación más profunda, este método abreviado puede dar resultados de suficiente exactitud.

Se han ideado muchas fórmulas para representar la condición de flujo implicado en el transporte de los sedimentos suspendidos. Estas fórmulas expresan el grado de energía de la turbulencia incluida en la suspensión del sedimento y el modo de transferencia de esta energía al limo y a otras partículas de fluido. Las fórmulas requieren un buen número de constantes empíricas, pero están basadas en fundamentos físicos y racionales bien planteados. Requieren información en cuanto a la composición del sedimento por tamaño de granos, la cantidad real de sedimentos en suspensión a una profundidad y la velocidad de la corriente. (Véase H. A. Einstein, *The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open-Channel Flows*, U. S. Department of Agriculture.)

Puede hacerse una determinación aproximada del transporte en suspensión sin usar estas fórmulas complicadas. El peso de los sedimentos suspendidos transportados por un río en un año promedio suele ser igual, más o menos, al 20% del peso transportado como arrastre de carga. El peso total del material movido cada año por un río es igual a 120% del peso del material transportado como arrastre de carga durante el año, calculado con la ecuación (21.124).

(W. H. Graf, *Hydraulics of Sediment Transport*, McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.36 Control de la erosión

Los diversos métodos utilizados en el control de la erosión reciben el nombre colectivo de *ingeniería de aguas arriba.* Constan de medidas para preservar el suelo como reforestación, construcción de presas de retención, plantación de áreas quemadas, labranza en curvas de nivel y regulación de métodos de cultivo y pastoreo. Además, incluyen medidas para el arriostramiento correcto de taludes y tajos altos y la estabilización de bordos de la corriente con plantas y árboles o la construcción de revestimientos.

Una fase de reforestación que puede aplicarse cerca de un vaso es plantar cortinas de vegetación. Esas cortinas, plantadas en los terrenos planos adyacentes al canal en la cabeza de un vaso, reducen la velocidad de afluencia del agua de tormenta cargadas de depósitos que inundan estos lugares. Esta acción de amortiguación ocasiona que ocurra una acumulación extensa antes que el cieno pueda llegar a la cavidad principal del vaso. El uso de las cortinas de vegetación, de barreras contra desperdicios o de estanques para retención de azolve, debe planearse con miras al futuro. Por ejemplo, si la presa se recrese en fecha posterior, el azolve acumulado en esta zona afectará el almacenamiento adicional que podría haberse obtenido en otra forma.

Hidrología

La hidrología es el estudio de las aguas del planeta, su formación, circulación y distribución, sus propiedades químicas y físicas, incluyendo su relación con seres vivientes. Una preocupación importante es la circulación cerca de la superficie terrestre, o en ésta, de agua y sus elementos en todo el ciclo hidrológico. En este ciclo, la evaporación del agua de océanos, ríos, lagos y otras fuentes se realiza sobre la Tierra y se precipita en forma de lluvia o nieve. La precipitación forma escurrimientos en tierra, se infiltra en el suelo, recarga los mantos acuíferos, se descarga en ríos y luego regresa a océanos y lagos, desde donde la evaporación repite el ciclo. Por lo tanto, la hidrología se refiere a la precipitación, evaporación, infiltración, movimiento de aguas subterráneas, escurrimientos y circulación de corrientes de agua.

21.37 Precipitación

La preocupación más grande por la precipitación en ingeniería hidráulica es su pronóstico. Los medios para hacerlo están basados en datos actuales o pasados, o una combinación de los dos.

Los datos actuales, en forma de gráficas o tablas meteorológicas sinópticas, los publica a diario el U. S. Weather Bureau. En estas gráficas se resumen los diversos factores meteorológicos, como viento, temperatura y presión, a través de cuya interacción se produce la precipitación.

Los datos del pasado son principalmente de registros pluviométricos para un periodo estándar, como hora, día o año. Constituyen la principal fuente de datos para determinar el periodo de recurrencia o retorno de tormentas de magnitud definida y de la magnitud de las tormentas para un periodo de retorno dado.

Los registros de precipitación pluvial se obtienen con pluviómetros, que son de dos tipos. El primer tipo es un pluviómetro registrador que puede ser automático. Éste registra en forma continua, con una plumilla y un tambor giratorio o tecnología de microchip digital, la variación en la intensidad de la lluvia así como el volumen total de precipitación. El segundo tipo es un pluviómetro no registrador. Mide sólo el volumen total de lluvia caída durante el periodo entre observaciones. El tiempo estándar de observación para los pluviómetros no registrados del U.S. Weather Bureau es 24 horas.

Se deben hacer correcciones en los registros de los pluviómetros para tener en cuenta la precipitación media en toda la cuenca, para obtener los volúmenes horarios de precipitación cuando sólo se dan volúmenes diarios, y para considerar los errores que surjan por el lugar en donde se encuentre el pluviómetro. La mayor parte de los métodos utilizados para determinar el escurrimiento se basa en la suposición de que la lluvia es uniforme en toda la cuenca hidrológica. Esto requiere desarrollar un factor de corrección para compensar las variaciones en la precipitación ocasionada por las diversas características topográficas en la cuenca hidrológica. Los pluviómetros tienden a indicar volúmenes muy pequeños de lluvia. Este error lo ocasiona el movimiento del viento alrededor del pluviómetro y aumenta conforme aumenta la velocidad del viento. Este error por influencia del viento, es mucho más pronunciado cuando el pluviómetro está cerca de la parte superior o inferior de una colina, o cerca de otras obstrucciones grandes. Se debe tener cuidado al colocar los pluviómetros, a fin de asegurar exactitud.

La precipitación máxima probable es la intensidad o volumen máximos de lluvia que podría esperarse que ocurrieran en una cuenca específica. Esta magnitud de la precipitación se utiliza con frecuencia como la tormenta de diseño para las estructuras hidráulicas mayores que han de servir en la cuenca, cuando los registros de precipitación pluvial son cortos y la extrapolación a la frecuencia de tormenta de diseño deseada podría tener serias inexactitudes. La magnitud de la precipitación máxima probable se basa en la ocurrencia simultánea de los valores máximos de los factores meteorológicos que se combinan para formar la precipitación. Los dos factores más importantes son el viento y el contenido de humedad en la masa de aire. También puede obtenerse una idea de la magnitud de la precipitación máxima probable al transportar la lluvia más grande que haya ocurrido en una región con factores meteorológicos homogéneos. Para consulta de métodos para determinar la precipitación máxima probable, véase D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, Inc., New York.

No toda la lluvia llega al suelo. Parte puede evaporarse según cae, mientras que otra parte queda retenida por las hojas, ramas y demás superficies de vegetación. Este fenómeno, llamado **intercepción**, es una pérdida desde el punto de vista del escurrimiento porque la lluvia se evapora y nunca llega al suelo. La intercepción puede ser importante en tormentas de pequeña intensidad que ocurren con poco o ningún viento sobre una región con vegetación muy tupida.

21.38 Evaporación y transpiración

Son procesos mediante los cuales se devuelve la humedad a la atmósfera. La evaporación es el proceso en el cual el agua cambia de forma líquida a gaseosa. La transpiración es el proceso mediante el cual las plantas emiten vapor de agua durante la síntesis de los tejidos de las plantas.

La **evapotranspiración**, llamada comúnmente **uso consuntivo**, se aplica a la evaporación total de todas las fuentes, como agua superficies, suelos y superficies de las hojas de las plantas. Sobre una base anual, el uso consuntivo puede variar desde 15 in por año en tierras áridas hasta 35 in por año en áreas muy boscosas y 40 in/año en regiones tropicales y subtropicales. La evapotranspiración es importante porque, en un largo plazo, la precipitación, menos la evapotranspiración es igual que el escurrimiento.

La evaporización puede ocurrir desde las superficies de aguas superficiales, plantas o el suelo. De las tres, la evaporación de aguas superficiales suele ser la más importante, y debe considerarse en el diseño de un depósito o embalse, en especial si el depósito es poco profundo, tiene una superficie grande y se encuentra en una región semiárida o árida. La evaporización es una función directa del viento y la temperatura y una función inversa de la presión atmosférica y de la cantidad de sólidos solubles en el agua.

Las tasas de evaporización dependen del gradiente de presión de vapor entre la superficie del

agua y el aire que está encima de ella. Esta relación se conoce como ley de Dalton. La **ecuación de Meyer** [ecuación (21.125)] se desarrolló a partir de la ley de Dalton; es una de las muchas fórmulas para la evaporización y muy popular para hacer cálculos de porcentaje o tasas de evaporación.

$$E = C(e_w - e_a)\psi \qquad (21.125)$$

$$\psi = 1 + 0.1w \qquad (21.126)$$

donde E = tasa de evaporación, en in por mes de 30 días

C = coeficiente empírico, igual a 15 para estanques pequeños poco profundos y a 11 para embalses grandes y profundos

e_w = presión de vapor saturado, en in de mercurio, correspondiente a la temperatura media mensual del aire observada en estaciones cercanas, para cuerpos pequeños de agua poco profunda o correspondiente a la temperatura del agua, en lugar de la temperatura del aire, para cuerpos grandes de agua profunda

e_a = presión real de vapor, en in de mercurio, en el aire, basada en la temperatura del aire y humedad relativa medias mensuales, en estaciones cercanas para cuerpos pequeños de agua poco profunda o basada en información obtenida a unos 30 ft encima de la superficie del agua para cuerpos grandes de agua profunda

w = velocidad media mensual del viento, en mi/h a 30 ft encima del suelo

ψ = factor de viento

Como ejemplo de la evaporación que puede ocurrir en un embalse grande, la evaporación media anual del lago Mead es de 6 ft.

La evaporación de la superficie de aguas superficiales se suele medir con un evaporímetro. Se trata de una charola de tamaño estándar que se coloca en el suelo cerca del cuerpo de agua en donde se va a determinar la evaporización. La profundidad del agua en esta charola se mide a intervalos periódicos y se hacen correcciones para factores que no sean la evaporación y que pudieran haber aumentado o disminuido la superficie del agua. Después se aplica un coeficiente del evaporímetro a la evaporación medida, a fin de obtener la evaporación en el embalse.

El **evaporímetro estándar** del National Weather service, llamado Evaporímetro Plano Clase A, se utiliza bastante. Tiene 4 ft de diámetro y 10 in de profundidad. Se coloca a 6 in encima del suelo. Su coeficiente se suele considerar como de 0.70, aunque puede variar entre 0.60 y 0.80 según la región geográfica. La evaporación anual en el evaporímetro fluctúa desde 25 in en Maine y Washington hasta 120 in a lo largo de las fronteras de Texas-México y de California-Arizona.

La tasa de evaporación de los embalses puede reducirse si se aplican películas moleculares delgadas sobre la superficie del agua. El hexadeconal o alcohol cetílico es una de esas películas que ha dado buenos resultados en embalses pequeños en donde hay poco viento. En los embalses grandes, el viento tiende a empujar la película hacia las orillas. Como el viento, aves, insectos, vegetación y fauna acuáticas y el desgaste biológico tienden a eliminar el hexadeconal, éste debe aplicarse a intervalos periódicos para máxima eficacia. Parece que el hexadeconal no tiene efectos nocivos para el hombre ni para la fauna silvestre.

La evaporación desde las superficies del suelo es de poca importancia, excepto en regiones áridas tropicales y subtropicales que tienen el nivel de agua freática muy alto, a cuanto se hace la determinación de las condiciones iniciales de humedad del suelo en un análisis de escurrimiento.

(D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.39 Escurrimiento

Es la precipitación residual que queda después de restar las pérdidas por intercepción y evapotranspiración. Aparece en los canales, naturales o artificiales, con flujo perennes o intermitentes. El escurrimiento, de acuerdo con la trayectoria que toma para llegar a un canal, puede ser superficial, subsuperficial o freático.

El **flujo superficial** se mueve por el suelo como *flujo terrestre* hasta que llega a un canal, por donde continúa como *flujo en canal* o *río*. Después de unirse al caudal del canal, se combina con los otros com-

ponentes del escurrimiento en el cauce para formar el *escurrimiento total.*

El **flujo subsuperficial**, llamado también *interflujo, escurrimiento subsuperficial, flujo subsuperficial por tormenta* y *filtración por tormenta*, se infiltra sólo hasta las capas superiores del suelo sin unirse al cuerpo freático principal. Como tiene movimiento lateral, puede avanzar debajo de la tierra hasta que llega a un canal o retorna a la superficie y continúa como flujo sobre tierra. El tiempo para que el flujo subsuperficial llegue a un canal depende de la geología de la región. Suele suponerse que el flujo subsuperficial llega a un canal durante una tormenta o poco después de ella. El flujo subsuperficial puede ser la porción mayor de escurrimiento total para lluvias moderadas o ligeras en zonas áridas, porque el flujo de superficie en estas condiciones se reduce por la evaporación e infiltración sumamente elevadas.

El **flujo de aguas freáticas** o **escurrimiento subterráneo** es el aporte producido por la percolación profunda. Es el flujo del cuerpo freático principal y requiere periodos largos, quizá de años, para llegar a un canal. El flujo freático es el que ocasiona que sigan corriendo los ríos en tiempo de secas y permanece casi constante durante una tormenta. El flujo de aguas freáticas interesa en particular a los ingenieros especializados en obras de suministro de agua; el flujo superficial y el subsuperficial atañen a los ingenieros en control de inundaciones.

En la práctica, las divisiones del escurrimiento utilizadas son en **escurrimiento directo** y **flujo base**. La base para esta clasificación es el tiempo más bien que la trayectoria para el movimiento del agua. El escurrimiento directo sale de la cuenca durante una tormenta o poco después de ella, mientras que el flujo base de la tormenta quizá no salga de la cuenca durante meses o incluso años.

La precipitación es la que alimenta al escurrimiento. La parte de la precipitación que contribuye por completo al escurrimiento directo se llama *precipitación efectiva* o *lluvia efectiva*, si la precipitación es de lluvia. La parte de la precipitación que contribuya directamente por entero al escurrimiento superficial se llama *precipitación* o *lluvia en exceso.* Por tanto, la lluvia efectiva influye el flujo subsuperficial, mientras que la lluvia en exceso sólo es flujo de superficie.

Los dos grupos mayores de factores que afectan el escurrimiento son las características climatológicas y las características de la cuenca hidrológica. El número de factores es una indicación de la complejidad para determinar el escurrimiento con exactitud.

1. **Características climatológicas**
   - *a.* Precipitación: forma (lluvia, granizo, nieve, heladas, rocío), intensidad, duración, distribución estacional, distribución por región, intervalo de recurrencia, precipitación antecedente, humedad del suelo, dirección de movimiento de la tormenta.
   - *b.* Temperatura: variación, acumulación de nieve, tierra helada durante tormentas, extremos durante una precipitación.
   - *c.* Viento: velocidad, dirección, duración
   - *d.* Humedad
   - *e.* Presión atmosférica
   - *f.* Radiación solar
2. **Características de la cuenca hidrológica**
   - *a.* Topográficas: tamaño, forma, pendiente, elevación, red de drenaje, ubicación general, uso y capa superior del suelo, lagos y otros cuerpos de agua, drenaje artificial, orientación, canales y cauces (tamaño, forma de la sección transversal, pendiente, rugosidad, longitud)
   - *b.* Geológicas: tipo de suelo, permeabilidad, formaciones de aguas freáticas, estratificación.

21.40 Fuentes de datos hidrológicos

Es poco lo que se diga respecto a la importancia de agotar todas las posibles fuentes de datos hidrológicos, publicados o no, en el diseño de un proyecto hidráulico. La mayoría de los datos hidrológicos en Estados Unidos los recopilan y publican las entidades gubernamentales: las compilaciones del gobierno federal son las más grandes y las más importantes. La principal fuente de datos sobre precipitación es el U. S. Weather Bureau (Servicio Meteorológico.) Su amplio sistema de aparatos de medición suministra datos completos de precipitación e hidrológicos. Estos datos se compilan y presentan en resúmenes mensuales y anuales del servicio en su publicación "Climatological Data". Además de los resúmenes mensuales y anuales, en los informes técnicos del servicio se publican

datos de interés especial, como intensidadde la lluvia en diversos periodos e intervalos de recurrencia.

Otras fuentes son los *Water Bulletins* de la Comisión Internacional de Límites, la U. S. Agricultural Research Service, y diversas entidades estatales y locales.

La fuente principal de datos de escurrimiento son los *Water Supply Papers* del U. S. Geological Survey. Estos boletines contienen registros de flujo diario, flujo medio, volumen anual de flujo, gastos extremos y datos estadísticos de la totalidad del registro. Los *Papers* también incluyen listas de informes de crecidas extraordinarias y registro de gastos recopilados por oficinas que no son el U. S. Geological Survey. Los *Water Supply Papers* se publican cada año en 14 secciones, cada una de las cuales es para un lugar cuyos límites coinciden con las características hidrológicas naturales, como se ilustra en la figura 21.70.

Otras entidades que recopilan y publican datos de caudales de las corrientes y registros de creciente son el Corps of Engineers, TVA, la International Boundary Commission y el Weather Bureau. El Corps of Engineers publica datos de inundaciones en las cuales hubo víctimas y fuertes pérdidas materiales. Hay fuentes menos conocidas de caudales, como son las sentencias de derechos de agua de los tribunales de distrito, registros estatales de solicitudes y permisos de uso de aguas por la autoridad estatal correspondiente y los informes anuales de diversas comisiones interestatales.

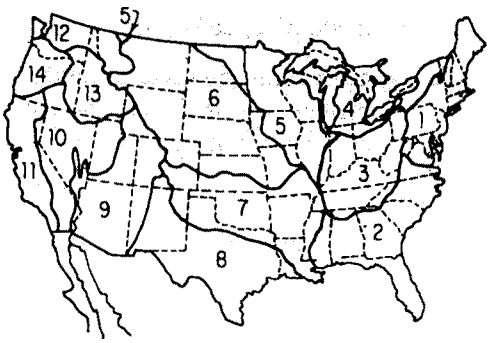


Figura 21.70 Subdivisiones hidrológicas de Estados Unidos para registros de caudales de las corrientes publicados en "Water Supply Papers" de U.S. Geological Survey.

21.41 Métodos para determinar el escurrimiento

El método seleccionado para determinar el escurrimiento depende de su aplicabilidad al lugar en cuestión, la cantidad y tipo de datos disponibles, los detalles requeridos en la respuesta final y la exactitud deseada. La aplicabilidad depende de las características del lugar particular y de las suposiciones con las cuales se desarrolló el método. La cantidad y tipo de datos disponibles se refieren a la extensión, detalle y cobertura de los registros hidrológicos, que pueden ser de precipitación o caudal. En la determinación del escurrimiento de inundaciones puede encontrarse un ejemplo de la variación de los detalles sobre el resultado final. Algunos métodos sólo indican el escurrimiento máximo, mientras que otros dan el hidrograma completo. La exactitud está limitada por el costo de llevar a cabo los análisis y por las suposiciones hechas en el desarrollo del método.

Los métodos que aparecen a continuación son un medio conveniente para resolver problemas típicos de escurrimiento encontrados en ingeniería hidráulica. Un método es adecuado para el diseño de las estructuras hidráulicas menores, y el segundo para las estructuras hidráulicas mayores. Una estructura menor es una de bajo costo y de poca importancia y presenta un potencial pequeño para daños aguas abajo. Los ejemplos típicos son las pequeñas alcantarillas para carreteras y vías férreas y drenajes de tormentas de baja capacidad. Las estructuras hidráulicas mayores se caracterizan por su elevado costo, gran importancia y un gran potencial para daños aguas abajo. Los ejemplos típicos de las estructuras hidráulicas mayores son los grandes embalses, alcantarillas profundas debajo de carreteras y vías férreas vitales, y drenajes de tormenta y canales para el control de inundaciones.

21.41.1 Métodos para determinar el escurrimiento para estructuras hidráulicas menores

El método más común para determinar el escurrimiento para estructuras hidráulicas menores es con la **fórmula racional**

$$Q = CIA \qquad (21.127)$$

donde Q = gasto pico, en ft^3/s

C = coeficiente de escurrimiento = porcentaje de la lluvia que aparece como escurrimiento directo

I = intensidad de lluvia, en in/h

A = área de la cuenca hidrológica o área de drenaje, en acres

Las suposiciones incluidas en la fórmula racional son:

1. El porcentaje máximo de escurrimiento para una intensidad particular de lluvia ocurre si la duración de la lluvia es igual o mayor que el tiempo de concentración. El tiempo de concentración se define como el tiempo requerido para que escurra el agua desde el punto más distante de una cuenca hasta el punto de medición del flujo o caudal.
2. El porcentaje máximo de escurrimiento para una intensidad específica de lluvia con duración igual o mayor que el tiempo de concentración es directamente proporcional a la intensidad de la lluvia.
3. La frecuencia de ocurrencia del escurrimiento máximo es la misma que la de la intensidad de la lluvia con la cual se calculó.
4. El escurrimiento máximo por área unitaria disminuye conforme aumenta el área de drenaje y la intensidad de la lluvia disminuye conforme aumenta su duración.
5. El coeficiente de escurrimiento permanece constante para todas las tormentas en una cuenca hidrológica.

Dado que estas suposiciones tienen una aplicación razonable a las zonas urbanizadas con instalaciones para drenaje simple de dimensiones y características hidráulicas fijas, la fórmula racional ha logrado gran preferencia para el diseño de sistemas de drenaje para esas zonas. Por su sencillez y facilidad de aplicación también se utiliza en zonas rurales y para la mayoría de los sistemas complejos urbanos en donde las suposiciones no pueden aplicarse con la misma facilidad.

Se ha criticado la fórmula racional porque expresa el escurrimiento como fracción de la precipitación fluvial, en vez de ésta menos las pérdidas y porque combia todos los factores complejos que afectan el escurrimiento en un solo coeficiente. Aunque estas críticas y otras semejantes son válidas, no se justifica el uso de una fórmula más complicada, porque las estructuras hidráulicas menores no justifican el tiempo y el dinero gastado para obtener los datos necesarios.

Se han propuesto muchos refinamientos para el coeficiente de escurrimiento. Por ejemplo, el Distrito de Control de Inundaciones del Condado de Los Angeles da coeficientes como una función del tipo de suelo y de área y de la intensidad de la precipitación para el tiempo de concentraciones. Si se cuenta con los recursos, están disponibles otros perfeccionamientos. La selección cuidadosa del coeficiente C de escurrimiento dará valores de escurrimiento máximo congruentes con la importancia del proyecto. Los valores de C dados en la tabla 21.15 para zonas urbanas son los valores que se suelen recomendar para diseño. (V. T. Chow, *Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins*, University of Illinois Engineering Experimental Station Bulletin 426, 1962.)

Después de la selección de la frecuencia de diseño de la ocurrencia de las tormentas, por ejemplo, de 50 a 100 años, la intensidad I de la precipitación puede determinarse con cualquiera de una serie de fórmulas o con los análisis estadísticos de la lluvia, si existen en cantidad suficiente. Chow hace una lista de 24 fórmulas para la intensidad de precipitación con la forma:

$$I = \frac{KF^{n1}}{(t+b)^n} \tag{21.128}$$

donde I = intensidad de la lluvia, en in/h

K, b, n y n_1 = coeficiente, factor y exponentes según las condiciones que afectan la intensidad de la lluvia

F = frecuencia de la ocurrencia de la lluvia, en años

t = duración de la tormenta, en minutos

= tiempo de concentración

Quizá la más usada de estas fórmulas es la **fórmula de Steel**

$$I = \frac{K}{t+b} \tag{21.129}$$

en donde K y b dependen de la frecuencia de las tormentas y de la región de Estados Unidos (Fig. 21.71 y tabla 21.16).

La ecuación (21.129) da las tasas promedio de precipitación máxima para duración hasta de2 horas.

El tiempo de concentración T_c en cualquier punto de un sistema de drenaje es la suma del tiempo de flujo sobre la tierra, el tiempo de flujo en las calles, atarjeas o zanjas y el tiempo de flujo en los conductos. El tiempo de flujo sobre tierra puede determinarse con cualquiera de un buen número de fórmulas que se han desarrollado para este fin. (Véase D. R. Maidment *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, Inc. New York.) El tiempo de flujo en calles, atarjeas, zanjas y conductos puede determinarse si se calcula la velocidad promedio con la ecuación (21.89), o sea, la de Manning. El tiempo de concentración se suele expresar en minutos.

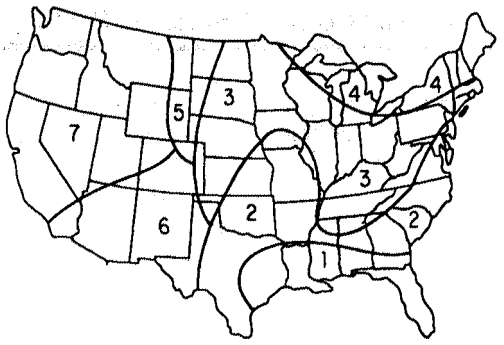


Figura 21.71 Regiones de Estados Unidos para uso con la fórmula Steel.

TABLA 21.15 Coeficientes de escurrimiento común

Tipos de área de drenaje	Coeficiente C de escurrimiento
Comercial:	
Centro de la ciudad	0.70-0.95
Fuera del centro	0.50-0.70
Residencial:	
Áreas unifamiliares	0.30-0.50
Multifamiliar, separadas	0.40-0.60
Multifamiliar, unidas	0.60-0.75
Suburbanas	0.25-0.40
Áreas departamentales	0.50-0.70
Industrial:	
Ligera	0.50-0.80
Pesada	0.60-0.90
Parques, cementerios	0.10-0.25
Parques	0.20-0.35
Patios de ferrocarril	0.20-0.40
Áreas no urbanizadas	0.10-0.30
Calles:	
Asfaltadas	0.70-0.95
De concreto	0.80-0.95
Adoquinadas	0.70-0.85
Calzadas y andadores	0.75-0.85
Techos	0.75-0.95
Prados:	
Suelo arenoso, plano, 2%	0.05-0.10
Suelo arenoso, promedio, 2-7%	0.10-0.15
Suelo, con pendiente, 7%	0.15-0.20
Suelo duro, plano, 2%	0.13-0.17
Suelo duro, promedio, 2-7%	0.18-0.22
Suelo duro, con pendiente, 7%	0.28-0.35

Después de determinar el tiempo de concentración, se calcula la intensidad correspondiente de la precipitación pluvial con las ecuaciones (21.128) o (21.129) o cualquier método equivalente. Luego se selecciona el coeficiente de escurrimiento con la tabla 21.15 y se determina el escurrimiento máximo con la ecuación (21.127).

Dado que la fórmula racional supone una precipitación pluvial uniforme y constante durante el tiempo de concentración para la totalidad del área, A se selecciona de modo que esta suposición se aplique con una exactitud razonable. Si se va a respetar esta suposición, puede requerirse la subdivisión del área de drenaje.

21.41.2 Método para determinar el escurrimiento para estructuras hidráulicas mayores

El método de hidrograma unitario, iniciado en 1932 por LeRoy K. Sherman, es un procedimiento conveniente, de amplia aceptación para determinar el escurrimiento para estructuras hidráulicas mayores. (Leroy K. Sherman, *Streamflow from Rainf ll by Unit-graph Method*, Engineering News-Record, vol. 108, pp. 501-505, January-June 1932.) Permite el hidrograma de escurrimiento completo de cualquier lluvia después de establecer el hidrograma unitario para el lugar particular en cuestión.

El **hidrógrafo unitario** (también llamado **hidrograma**) se define como un hidrógrafo de escurri-

TABLA 21.16 Coeficientes para la fórmula Steel

Frecuencia, años	Coeficientes	Región 1	2	3	4	5	6	7
2	K	206	140	106	70	70	68	32
	b	30	21	17	13	16	14	11
4	K	247	190	131	97	81	75	48
	b	29	25	19	16	13	12	12
10	K	300	230	170	111	111	122	60
	b	36	29	23	16	17	23	13
25	K	327	260	230	170	130	155	67
	b	33	32	30	27	17	26	10
50	K	315	350	250	187	187	160	65
	b	28	38	27	24	25	21	8
100	K	367	375	290	220	240	210	77
	b	33	36	31	28	29	26	10

miento resultante de una **tormenta unitaria.** Una fórmula unitaria tiene una intensidad de precipitación prácticamente constante para su duración, denominada *duración unitaria*, y un volumen de escurrimiento de 1 in (agua con tirante de 1 in sobre un área unitaria, por lo general de un acre). Por tanto, una tormenta unitaria puede tener una intensidad efectiva de 2 in por hora y durar ½ hora o una intensidad efectiva de 0.2 in por hora y durar 5 horas. La parte importante de la definición no es el volumen, sino la constancia de la intensidad. Pueden hacerse ajustes en la teoría del hidrograma unitario para situaciones en las cuales el volumen de escurrimiento es diferente de 1 in; pero no pueden hacerse correcciones para precipitaciones pluviales con muchas variaciones.

El hidrógrafo unitario es similar, en su concepto, a la determinación de un grupo de factores para un lugar o cuenca específica. El grupo consiste en un factor para cada variable que afecta el escurrimiento. El hidrógrafo unitario es mucho más rápido, fácil y exacto que cualquier grupo de factores. El método se resume con la fórmula:

$$\text{Lluvia efectiva} \times \text{hidrógrafo unitario} = \text{escurrimiento} \qquad (21.130)$$

Por tanto, el hidrógrafo unitario es el eslabón entre la precipitación pluvial y el escurrimiento. Puede considerarse como una integral de los muchos factores complejos que afectan el escurrimiento. El hidrógrafo unitario puede derivarse de los datos de lluvia y caudales para una tormenta particular o sólo de los datos de los caudales o gastos.

Las suposiciones para el desarrollo de la teoría del hidrógrafo unitario son:

1. La intensidad de la precipitación es constante en su duración o en un periodo especificado. Esto requiere utilizar una tormenta de corta duración, llamada tormenta unitaria, para la derivación del hidrógrafo unitario.
2. La lluvia efectiva tiene distribución uniforme en toda la cuenca. Esto especifica que el área de drenaje debe ser lo bastante pequeña como para que la lluvia sea casi constante en todo el lugar. Si la cuenca hidrológica es muy grande, se requiere subdividirla. Después se aplica la teoría del hidrógrafo unitario o cada subárea.
3. La base del hidrógrafo del escurrimiento directo es constante para cualquier lluvia efectiva de duración unitaria. Esto no necesita aclaración, excepto que la base de un hidrógrafo, es decir, el tiempo de escurrimiento de la tormenta es más bien arbitraria, ya que depende del método de la separación del flujo base.
4. Las ordenadas de los hidrógrafos para escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total

de escurrimiento directo representado por cada hidrógrafo. Este principio básico de superposición o proporcionalidad se ilustra en la figura 21.72. Permite calcular el escurrimiento para una tormenta de cualquier intensidad o duración, a partir de una tormenta unitaria, la cual tiene intensidad y duración fijas. Una tormenta dada puede resolverse en cierto número de tormentas unitarias. Entonces, el escurrimiento puede calcularse con la suposición de ese número de hidrógrafos unitarios.

5. El hidrógrafo del escurrimiento directo para un periodo dado de lluvia refleja todas las características físicas combinadas de la cuenca (que se suele llamar el *principio de la invariancia en el tiempo*). Esta suposición implica que las características de la cuenca no han variado desde que se derivó el hidrógrafo unitario. Como esto se aplica con grados variables de exactitud a las cuencas, las características de la cuenca de drenaje deben ser fijas o específicas. Las variaciones diarias y semanarias en la humedad inicial del suelo son, quizá, la fuente más grande de error en este método, pues en su mayor parte son incógnitas. Las alteraciones hechas por la mano del hombre y las condiciones del flujo en corrientes pueden tomarse en cuenta con mayor facilidad.

Para facilidad de manejo, el hidrograma unitario se expresa con frecuencia en forma de histograma como una **gráfica de distribución** (Fig. 21.73). La gráfica de distribución ilustra los porcentajes del escurrimiento total que ocurre durante periodos unitarios sucesivos. La ordenada de cada periodo unitario es el valor de la media del escurrimiento para ese periodo.

Dado que el hidrograma unitario se deriva para una tormenta unitaria de duración específica, sólo

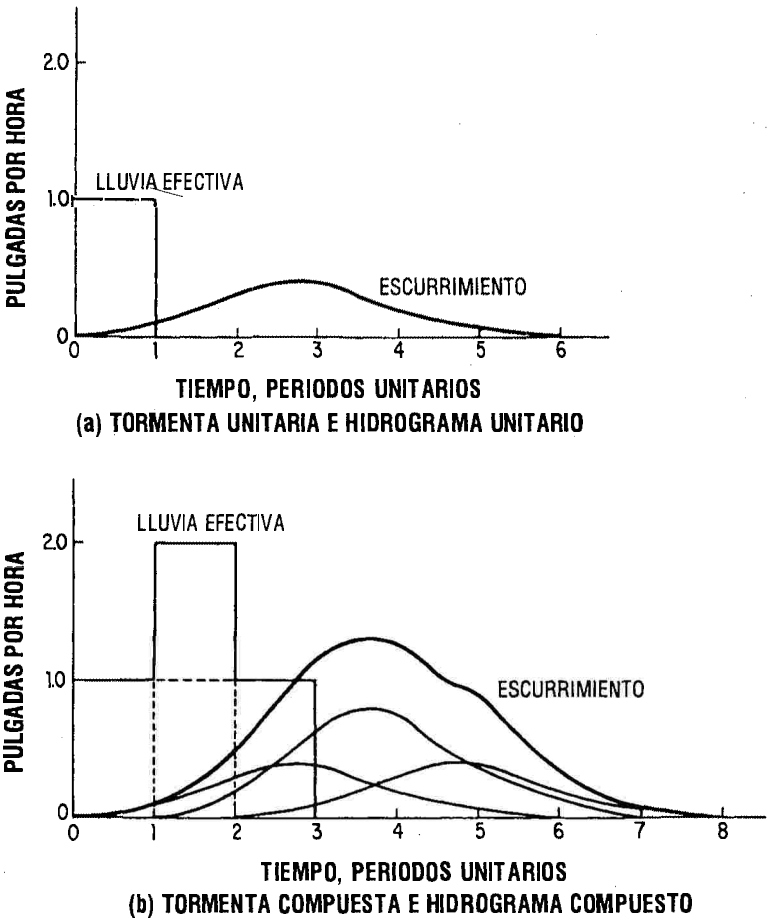


Figura 21.72 El hidrograma unitario (*a*) elaborado para un tormenta unitaria se utiliza con objeto de desarrollar el hidrograma compuesto (*b*) para cualquier tormenta.

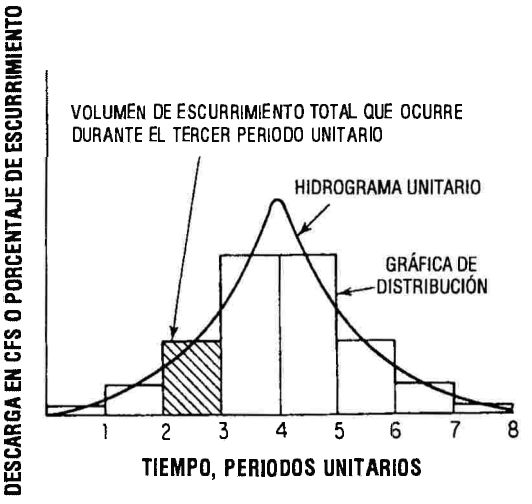


Figura 21.73 La gráfica de distribución representa al hidrograma unitario como un histograma.

puede usarse para tormentas divididas en periodos unitarios de esa longitud. Por lo general, debido a las variaciones en la tormenta, el periodo unitario puede ser diferente del periodo para el cual se derivó el hidrograma unitario. Esto requiere volver a calcular el hidrograma unitario para el nuevo periodo unitario. Esto se logra al desplazar dos hidrogramas *S* por un tiempo igual a la duración del periodo unitario deseado (Fig. 21.74). Una **S hidrográfica** es una representación de los porcentajes acumulados de escurrimiento que ocurren durante una tormenta que tiene una lluvia constante continua. Se calcula con el trazo acumulativo de los porcentajes de distribución que constituyen la gráfica de distribución. Los porcentajes de distribución para el nuevo hidrograma unitario se determinan al tomar la diferencia entre las ordenadas de la media

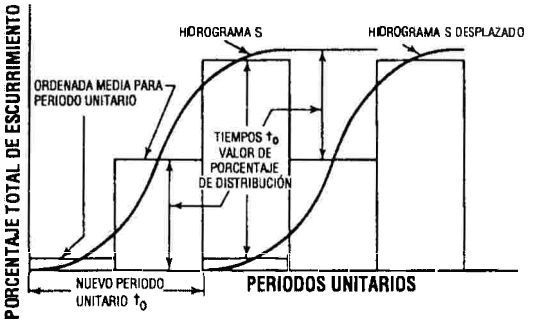


Figura 21.74 Los porcentajes de distribución se determinan con curvas *S* desplazadas.

de las dos curvas *S* desplazadas y dividirla entre el nuevo periodo unitario.

La transportación de hidrograma unitario de una cuenca a otra cuenca similar puede hacerse correlacionando sus correspondientes factores de forma y pendiente. Este método lo desarrolló Franklin F. Snyder (*Transactions of the American Geophysical Union*, vol 19, part. I, pp. 447-454). Además, como las curvas *S* son una característica de una cuenca de drenaje, pueden compararse los de diversas cuencas para obtener una idea de las variaciones que podrán existir cuando se transporten los datos de una cuenca a otra.

En la aplicación del método de hidrograma unitario, debe establecerse un porcentaje de pérdidas para determinar la lluvia efectiva. Esta pérdida, durante las tormentas intensas, suele considerarse como infiltración en su totalidad. La capacidad de infiltración de un suelo puede determinarse experimentando con pruebas de lisímetro o infiltrómetro.

(R. K. Linsley et al., *Hydrology for Engineers*, 3rd ed., McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.42 Agua subterránea

El agua subterránea es agua subsuperficial en estratos porosos dentro de una zona de saturación. Abastece alrededor del 20% de la demanda de agua en Estados Unidos. Cuando el agua subterránea se va a usar como fuente de abasto, deben determinarse el tamaño de la cuenca subterránea y la razón a la que pueden hacerse extracciones continuas.

Los **acuíferos** son formaciones de agua subterráneas capaces de abastecer un suministro económico de agua. Las formaciones en las cuales no puede hacerse una extracción a precio económico se llama **acuicludos**.

La **permeabilidad** indica la facilidad con la cual el agua se mueve a través de un suelo y determina si una formación es acuífero o acuicludo.

La rapidez de movimiento del agua subterránea se expresa con la **ley de Darcy**:

$$Q = KIA \qquad (21.131)$$

donde Q = caudal, en gal/día

K = conductividad hidráulica, ft/día o m/día

I = gradiente hidráulico, ft/ft o m/m

A = área transversal, perpendicular a la dirección del flujo, ft^2 o m^2

La conductividad hidráulica es una medida de la capacidad del suelo para transmitir agua, es función no lineal del contenido volumétrico del agua del suelo y varía con la textura de éste. Existen muchos métodos para determinar la conductividad hidráulica. (See D. R. Maidment, *Handbook of Hydrology*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

La **transmisibilidad** es otro índice de la tasa de movimiento de aguas subterránea. Es igual al producto de la conductividad hidráulica por el espesor del acuífero. La transmisibilidad indica, para el acuífero como un todo, lo que el coeficiente de permeabilidad indica para el suelo.

Un acuífero en el cual la superficie del agua está sometida a la presión atmosférica y puede elevarse y descender con cambios en el volumen, es un *acuífero libre* o *no confinado*. Un acuífero que contiene agua a presión hidrostática, debido a las capas impermeables encima y debajo de ella, es un *acuífero confinado* o *artesiano*. Si se perfora un pozo en un acuífero artesiano, el agua en este pozo se elevará hasta una altura correspondiente a la presión hidrostática dentro del acuífero. Con frecuencia, esta presión hidrostática es suficiente para que el agua salga en chorro por encima del nivel del suelo, hacia la atmósfera. Una acuífero artesiano es análogo a un conducto de alta capacidad a flujo lleno porque las extracciones ocasionan una reducción en la presión en vez de un cambio en el volumen. Esto es por contraste con un acuífero libre, en donde las extracciones ocasionan un abatimiento del nivel freático.

Administración de aguas subterráneas

■ Con el creciente uso de recursos de aguas subterráneas, la administración eficaz de las mismas es una necesidad absoluta. La administración adecuada debe incluir no sólo la cantidad sino también la calidad. La administración de la cantidad consiste en un control eficaz sobre las extracciones y recargas. La administración de calidad, que hasta hace poco nadie tenía en cuenta, consiste en un control eficaz sobre la contaminación de las aguas subterráneas como resultado de la eliminación de desechos, reciclado, aguas de rebastecimiento de mala calidad u otras causas.

Son necesarios varios pasos o investigaciones para desarrollar un programa eficaz de administración. El primero es una investigación geológica muy completa de la cuenca subterránea, para determinar las características de los acuíferos. El segundo es un estudio hidrológico, cualitativo y cuantitativo, tanto de las aguas de superficie como de las subterráneas, para determinar los excedentes y deficiencias históricos, el rendimiento seguro y la sobreexplotación. (**Rendimiento seguro** es la magnitud de extracciones anuales de un acuífero que pueden continuar por tiempo indefinido sin acarrear ningún resultado indeseable. El deterioro de la calidad del agua, la necesidad de elevaciones excesivas de bombeo o la violación de los derechos de agua de terceros son ejemplos de los resultados indeseables que definen el rendimiento seguro. Cualquiera que sea su definición, el rendimiento seguro se aplica sólo a un grupo específico de condiciones basadas en forma principal en criterios de lo que es deseable. Las extracciones en exceso del rendimiento seguro se llaman **sobreexplotación.**) Se determinan las demandas presentes y futuras de agua en coordinación con el estudio hidrológico. Ha de efectuarse un estudio detallado de la calidad del agua, no sólo de las subterráneas dentro de la cuenca, sino también de todas las aguas superficiales, aguas de desecho y otras aguas que realimentan la cuenca subterránea. Deben identificarse la cantidad y calidad indeseables del agua.

Después del trabajo preliminar antes citado, se formulan planes tentativos para la administración. Estos planes de administración deben tener en cuenta las variaciones en la cantidad de extracciones, niveles de agua subterránea, calidad, cantidad y ubicación de recarga artificial; fuente, cantidad y calidad del suministro de agua y métodos para eliminar aguas de desecho. Todos estos planes tentativos deben reconocer todas las restricciones legales y jurisdiccionales.

El paso final es la evaluación operativo-económica de los planes tentativos y la selección de un plan recomendado para la administración de aguas subterráneas. Los estudios de operación y económicos, por lo general, se llevan a cabo con la superposición de las condiciones presentes y futuras en cada plan tentativo a las condiciones hidrológicas históricas que ocurrieron durante un periodo base. (Un **periodo base** es un periodo, por lo general de cierto número de años, seleccionado en forma específica para el análisis hidrológico detallado, porque las condiciones de suminsitro de agua y de clima durante el periodo son equivalentes a la medida de las condiciones a largo plazo y

porque hay datos adecuados para ese análisis hidrológico.)

La evaluación económica de los planes tentativos debe considerar el costo de las instalaciones para el suministro del agua, el costo del agua de recarga, el costo de las instalaciones para eliminar las aguas de desecho, el costo del bombeo de agua subterráneas a los diversos niveles de operación considerados indirectos de uso de la calidad del agua, entre otros. (*Costos indirectos de uso de la calidad del agua* son los costos indirectos en que incurren las entidades encargadas de la distribución y los consumidores del agua, como resultado del uso de agua de diferentes calidades. Estos costos incluyen mayores gastos de jabón, costos de suavización del agua y los costos asociados con el deterioro más rápido del equipo y de plomería, todos los cuales suben conforme aumentan la dureza y salinidad del agua.)

Los estudios de operación deben determinar la formación más eficaz de la operación conjunta de los sistemas de agua de superficie y subterránea (uso combinado).

El uso de computadoras y el desarrollo de un modelo matemático para la cuenca subterránea son casi esenciales, debido al gran número de cálculos repetitivos que se necesitan.

Al determinar los estudios de operación y económicos, deben seleccionarse el esquema administrativo más favorable como plan recomendado. Esta selección debe basarse no sólo en consideraciones económicas y de operación, sino también en factores sociales, institucionales, legales y ambientales. El plan debe ser de fácil puesta en práctica y lo bastante flexible para aceptar diversas tasas de crecimiento, ser financieramente factible y aceptable en general para las entidades a cargo del manejo del agua potable y las aguas de desecho en la cuenca.

Debe designarse un organismo o institución o crearlo para llevar a cabo el plan recomendado, misma que debe tener facultades adecuadas para controlar o cooperar en el control de los suministros de agua de superficie, sitios de recarga de agua de superficie, cantidad y ubicación de extracciones de aguas subterráneas e instalaciones para tratamientos y eliminación de aguas de desecho. La entidad debe desarrollar una red completa de mediciones y un programa de recopilación de datos y evaluación de programas, a fin de determinar la eficacia del plan de administración e implantar cualquier cambio necesario. La red de mediciones puede constar de algunos pozos seleccionados en donde se miden los niveles y características químicas del agua subterránea, así como de algunas ubicaciones para muestreo de aguas superficiales en donde se midan los factores cuantitativos y cualitativos. El programa también debe incluir la evaluación cuantitativa de las extracciones, consumo de aguas, aguas de desecho y recarga natural y artificial. La integración de los datos anteriores, con un modelo de computadora de la cuenca subterránea, es un método eficaz para evaluar el plan de administración de aguas subterráneas.

(*Ground Water Management*, Manual and Report on Engineering Practice, no. 40, American Society of Civil Engineers, 1987; J. Bear, *Hydraulics of Ground Water*, N. S. Grigg, *Water Resources Planning*, A. I. Kashef, *Groundwater Engineering*, R. K. Linsley, et al., *Hydrology for Engineers*, 3rd ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

Abastecimiento de agua

Un sistema de distribución de agua potable se crea o se amplía para suministrar un volumen suficiente de agua a una presión adecuada, desde la fuente de suministro hasta los consumidores para uso doméstico, de riego, industrial, extinción de incendios y sanitarios. Al proyectarlos debe estimarse la cantidad de agua potable que consumirá la comunidad, ya que deben proyectarse componentes del tamaño adecuado en el sistema de distribución de agua. Las instalaciones para suministro de agua constan de las obras para captación, almacenamiento, transmisión, bombeo, distribución, y tratamiento.

Para asegurar el servicio continuo a los consumidores para extinción de incendio y usos sanitarios en caso de un terremoto, incendio, inundación u otra emergencia, debe tenerse mucho cuidado en la selección del equipo para emergencias y los suministros de agua. Ha de darse máxima protección a las fuentes de potencia y las bombas que deben estar disponibles para funcionamiento continuo durante emergencias. Un suministro seguro con suficiente presión para combatir incendios, aumentará en forma considerable los costos de capital para la construcción del sistema. Cuanto menor sea el sistema, mayor será el porcentaje del costo total que se podrá cargar a un suministro seguro para casos de incendio.

21.43 Consumo de agua

El tamaño de un proyecto para distribución de agua suele estar basado en el consumo anual promedio por persona. En consecuencia, los pronósticos demográficos para el periodo que abarca el proyecto son de máxima importancia y deben hacerse con cuidado para tener la certeza que los componentes del proyecto son del tamaño adecuado, aun cuando la estimación del crecimiento demográfico es muy difícil.

Hay varios métodos matemáticos para pronosticar la población de las ciudades. Algunos son el aumento aritmético, el aumento en porcentaje, disminución en el aumento en porcentaje, comparación gráfica con otras ciudades y poblaciones y el método de proporciones para comparar una comunidad con el estado o país del cual es parte la comunidad. Debe procederse con un gran cuidado y juicio en el pronóstico demográfico ya que hay muchos factores, como el desarrollo industrial, la especulación con los terrenos, los límites geográficos y antigüedad de la ciudad, que pueden ocasionar un cambio radical en las estimaciones matemáticas.

El suministro total del agua para una población suele estar distribuido entre las siguientes cuatro clases principales de consumidores: domésticos, industriales, comerciales y públicos.

El uso doméstico consta del agua suministrada a las casas habitación, apartamentos, moteles y hoteles, para consumo humano, baño, lavabo, sanitario, culinario y riego de jardines. El consumo doméstico está entre 30 y 60% (50 a 60 galones por persona por día) del consumo total de agua en una ciudad promedio.

El agua comercial se utiliza en edificios de tiendas y oficinas para uso sanitarios, de limpieza y en el aire acondicionado. El uso comercial del agua asciende a alrededor de 10 a 30% del consumo total.

Los usos industriales del agua son diversos, pero constan principalmente de intercambio de calor, enfriamiento y limpieza. No existe relación directa entre la cantidad utilizada de agua industrial y la población de la comunidad, pero suele cargarse al uso industrial entre 20 y 50% de la cantidad total por persona por día. Por lo general, las ciudades más grandes tienen mayor industrialización y muestran un porcentaje mayor del consumo total como agua industrial.

El uso público del agua para parques, edificios públicos y calles contribuye en la cantidad total de agua consumida por persona. Por lo general, en esta clase de uso del agua se incluye la demanda para combatir incendios. La cantidad total de agua utilizada para el combate de incendios quizá no sea grande, pero, debido al gran volumen que se requiere, puede ser factor de control del diseño de las instalaciones. Alrededor de 5 a 10% de toda el agua utilizada es para uso público.

El desperdicio y el uso diverso del agua incluyen la que se pierde por fugas en la red principal, fallas de los medidores, evaporación en los depósitos y usos no autorizados. Alrededor de 10 a 15% del consumo total puede atribuirse a desperdicio y usos diversos.

Volumen de demanda de agua ■ Hay muchos factores, como el clima, tamaño de la ciudad, estándar de vida, grado de industrialización, tipo de servicio (con o sin medidor), riego dejardines, aire acondicionado central, costo, presión y calidad del agua, que influye en la demanda de agua.

La presencia de industrias suele aumentar el uso total de agua por persona, pero disminuye la fluctuación en la demanda. Puede hacerse una buena estimación de la demanda potencial de agua industrial, relacionando la demanda con el porcentaje de terrenos destinos a usos industriales.

Las ciudades pequeñas tienen con frecuencia una baja demanda de agua por persona, en especial si hay zonas de la ciudad que no cuentan con drenaje. Las fluctuaciones en la demanda son mayores en las ciudades pequeñas, principalmente por la falta de industrias grandes. Debido a estándares altos de vida, aumentan la demanda de agua y las fluctuaciones en el volumen usado.

Los climas cálidos y secos tienen mayor demanda de consumo de agua, por el riego de jardines y el aire acondicionado. En tiempo frío, a veces, aumenta el consumo de agua porque se deja correr para evitar la congelación en las tuberías.

La demanda de agua está relacionada con los medidores, costo, calidad y presión del agua. El uso de medidores reduce al consumo entre 10 y 25%, por el aumento en el costo total a los consumidores si siguen usando agua como si no tuvieran medidor. Las altas presiones del agua aumentan la demanda, debido a que hay mayores fugas en las tuberías principales, válvulas y llaves en general. Normalmente, si aumenta el costo del agua, se reduce la demanda. La demanda del agua, por lo general, aumenta cuando se mejora su calidad.

TABLA 21.17 Volúmenes de demanda de agua

	Promedio nacional		Los Angeles, Calif.	
	Gal por persona por día	% de la demanda anual promedio	Gal por persona por día	% de la demanda anual promedio
Día promedio	160	100	175	100
Máx./día	265	165	280	160
Máx./h	400	250	420	240

Los volúmenes de demanda varían con la hora del día, el mes y el año. En la tabla 21.17 se hace una comparación entre los volúmenes de demanda de agua de la ciudad de Los Angeles en 1963 y un promedio nacional calculado con los datos publicados en U. S. *Public Health Service Report.* Los datos del volumen de demanda nacional presentados en la tabla 21.17 son el promedio de una serie de valores, que incluyen algunas demandas muy altas y otras muy bajas, debido a las variaciones en las condiciones del clima, grado de industrialización, hora del día, etc. Los ejemplos de la demanda promedio diaria para algunas ciudades de Estados Unidos son: 230 galones diarios por persona en Chicago, 210 galones diarios por persona en Denver, 150 galones diarios por persona en Baltimore y 135 galones diarios por persona en Kansas City, Mo.

El California Water Atlas, 1979, de la Oficina de Planificación e Investigación del Estado de California, presenta la demanda media mensual para uso del agua en cuatro ciudades costeras y del interior, en el periodo de 1966 a 1970. Se indican en el atlas los efectos del calor y del clima seco para cada localidad, por la relación del uso medio mensual al uso promedio anual, en galones, por persona y por día. La demanda máxima mensual varía de 119 a 141% del consumo anual para las ciudades costeras, y de 144 a 187% para las ciudades con clima seco en los valles del interior. Además, las demandas anuales para las regiones del interior son, en promedio, 78% más altas que para las ciudades costeras. La diferencia se debe principalmente a la gran cantidad de riego de jardines en Los Angeles. Los registros anteriores de demanda de agua tanto de la ciudad en cuestión como de otras similares de tamaño, industrialización, clima, etc., deben tenerse en cuenta e incorporarlos en las proyecciones de demanda para el sistema de agua potable.

La cantidad total de agua utilizada para combatir incendios suele ser pequeña, pero el gasto de demanda es muy alto. La demanda de agua para incendio, establecida por la American Insurance Association, es

$$G = 1020\sqrt{P}(1 - 0.01\sqrt{P}) \qquad (21.132)$$

donde G = gasto de demanda para incendio, en gal/min
P = población, en miles

Los gastos para incendio calculados con esta fórmula se dan en la tabla 21.18. Al calcular el gasto total que se utilizará al hacer el diseño, el gasto para incendio debe sumarse al consumo promedio para el día máximo.

21.44 Fuentes de abastecimiento de agua

Las principales fuentes de abastecimiento de agua son el agua superficial y el agua subterránea. En el pasado, las fuentes superficiales incluían sólo las aguas dulces naturales, como lagos, ríos y arroyos, pero con la expansión demográfica y aumento del uso de agua por persona en relación con estándares de vida más altos, deben tenerse también en cuenta la desalinización y el aprovechamiento de aguas de desecho o negras.

Los diversos factores que deben considerarse en la selección de la fuente de abastecimiento, son que ésta sea adecuada y segura, calidad, costo, así como aspectos legales y políticos. Estos criterios no se citan en ningún orden especial porque, en gran parte, son interdependientes. No obstante, el costo es quizá el más importante porque podría usarse casi cualquier fuente si los usuarios estuvieran dis-

TABLA 21.18 Volumen requerido para incendios, espacio entre hidrantes y almacenamiento de reserva para incendios*

Población	Volumen para incendios		Duración, h	Almacenamiento de reserva, MG†	Área promedio servida por hidrante en distritos de alto valor, ft*	
	gal/min	MGD†			Toma directa	Toma para bomba
1000	1000	1.4	4	0.3	100 000	120 000
2000	1500	2.2	6	0.6	90000	
4000	2000	2.9	8	1.0	85 000	110000
10 000	3000	4.3	10	1.8	70 000	100 000
17000	4000	5.8	10	2.4	55000	90 000
28 000	5000	7.2	10	3.0	40 000	85 000
40000	6000	8.6	10	3.6	40000	80000
80 000	8000	11.5	10	4.8	40 000	60 000
125 000	10 000	14.4	10	6.0	40 000	48 000
200 000	12000	17.3	10	7.2	40 000	40 000

*American Insurance Association.
†MGD = millones de gal por día; MG = millones de gal.

puestos a pagar un precio suficientemente alto. En algunas zonas, conforme la demanda excede la capacidad de las fuentes existentes, el costo cada vez mayor de cada nuevo suministro enfoca la atención hacia el aprovechamiento de las aguas residuales de desecho y la desalinización.

Lo adecuado del abastecimiento implica que la fuente sea bastante grande para satisfacer toda la demanda de agua. Con todo, es indeseable depender de una sola fuente y, en algunos casos, la diversificación es indispensable para tener seguridad. La fuente debe satisfacer la demanda durante las interrupciones de energía y cuando hay desastres naturales o accidentes. Los abastecimientos más deseables desde un punto de vista de la seguridad, en orden son: 1) un abastecimiento inagotable, de agua superficial o subterránea, que circule por gravedad en el sistema de distribución; 2) una fuente por gravedad complementada con depósitos de almacenamiento; 3) una fuente inagotable que requiere bombeo; 4) fuentes que requieren almacenamiento y bombeo. A medida que aumenta la demanda y se explotan excesivamente las existencias, las prácticas de conservación sobre el uso diario se convierten en una valiosa herramienta de administración.

La calidad de la fuente determina su aceptabilidad y costo; tiene variaciones considerables entre las regiones. Pueden hacerse estimaciones preliminares de la calidad examinando la fuente, la geología y el grado de adelanto del lugar.

La legalidad del suministro se determina por las doctrinas y principios de los derechos de agua, como los derechos de asignación, ribereños y de propiedad. El derecho de asignación tiene prioridad sobre los demás: "el primero en tiempo es el primero en derecho". El derecho ribereño permite al propietario de una tierra adyacente a una corriente o un lago tomar el agua de esa corriente o lago para usarla en sus tierras. El derecho de propiedad da al dueño de la tierra la posesión de todo lo que hay encima y debajo de ella. La legalidad del uso es de especial importancia para suministro de aguas freáticas o cuando hay transferencia de agua de una cuenca a otra.

El problema político con el suministro de agua existe por las divisiones políticas, que rara vez siguen los límites de las cuencas y áreas de drenaje. Este problema es mucho más agudo cuando se trata de "importar" agua de otra división política; pero también existe en diferentes formas para los proyectos de recuperación y aprovechamiento de aguas de desecho y desalinización.

Los procesos para desalinización son de dos tipos fundamentales: los que extraen la sal del agua, como la electrodiálisis y la permutación de iones y

los que extraen el agua de la sal, como la destilación, la congelación y la ósmosis inversa. El costo de los energéticos en los procesos de extracción de la sal dependen de la concentración de sal y su uso principal es para aguas salobres. Los costo de energéticos para la extracción de agua dependen de la salinidad y se utilizan para la conversión del agua de mar. Se han propuesto plantas muy grandes, de doble propósito, como nucleoeléctricas y desalinizadoras, que aprovechan los aspectos económicos de sus enormes instalaciones, pero esas plantas sólo son factibles para áreas urbanizadas muy grandes en las costas. Debido a los costos de conducción y bombeo son antieconómicas tierras adentro. Aunque la desalinización puede tener ventajas como fuente local, no es en la actualidad la panacea que permitiría regar los desiertos.

La aceptación de la recuperación de aguas de desecho tratadas y aprovechadas para servicio de agua potable doméstica tiene la oposición de la opinión pública y de la incertidumbre en relación con los virus que pudiera contener. Se han dedicado muchos esfuerzos para resolver estos problemas, pero, hasta que ello ocurra, las aguas de desecho tratadas siguen teniendo un uso muy limitado para el suministro de agua. Mientras tanto, el agua reciclada se utiliza para riego en agricultura y bosques.

(D. W. Prasifka, *Current Trends in Water Supply Planning*, Van Nostrand Reinhold, New York.)

21.45 Normas de calidad para el agua

The Safe Drinking Water Act, de 1974, ordenó establecer normas a nivel nacional para asegurar que el público reciba agua de buena calidad en Estados Unidos. Se adoptaron normas primarias en este sentido, en 1975, con base prioritaria en las normas de 1962 del U.S. Public Healt Service Standards (publicación No. 956), las cuales se utilizaron a fin de controlar la calidad del agua para acueductos interestatales. Estas normas preliminares fueron extensamente aceptadas en forma voluntaria por entidades públicas y privadas, recibiendo el apoyo inmediato de la American Water Works Association como normas mínimas para todos los suministros de agua potable en Estados Unidos. Normas similares fueron creadas por la Organización Mundial de la Salud como normas para la calidad de agua potable en puertos internacionales ("International Standards for Drinking Water", Organización Mundial de la Salud, Ginebra, Suiza). La creciente preocupación por los cambios en nuestro ambiente y su efecto en la salud a través del suministro de agua fue la causa principal del cambio en las normas de calidad de agua de voluntarias a obligatorias.

The Safe Drinking Water Act define como contaminante cualquier sustancia en el agua, sea física, química, biológica o radiológica. El **nivel máximo de contaminación** (*maximum contaminant level, MCL*), indica el máximo nivel permisible de contaminantes en el agua que se suministra a cualquier usuario de un sistema público de agua. Esta ley establece diferencias claras entre calidad de contaminantes relacionados con la salud y contaminantes relacionados con la estética, clasificándolos como *primarios* y *secundarios* respectivamente.

Normas primarias ■ La lista de pruebas y niveles máximos de contaminación que demanda el National Interim Primary Drinking Water Regulations (Registro Federal 40, no. 248, 5956659588, del 24 de diciembre de 1975) se encuentra en las tablas 21.19 a 21.21. A continuación se da material explicativo y de frecuencia de las pruebas para cumplir con los reglamentos. La responsabilidad recae sobre la U. S. Environmental Protection Agency, o en aquellos estados que eligen tomar la responsabilidad de asegurar el cumplimiento de los reglamentos.

Calidad microbiológica ■ El mayor peligro asociado con el agua potable es la posibilidad de su contaminación por el drenaje que contiene excremento humano. El drenaje puede tener bacterias patógenas capaces de producir fiebre tifoidea, cólera u otras enfermedades entéricas. Los organismos que se han empleado más comúnmente como indicadores de contaminación fecal son la *Escherichia coli* y el grupo coliforme en su conjunto.

La tabla 21.19 describe los resultados de las pruebas de coliformes que se requieren para cumplir con el MCL para calidad bacteriológica. Cuando están presentes organismos del grupo coliforme en tres o más de las porciones de 10 ml de una sola muestra estándar, en cinco de las porciones de 100 ml de una sola muestra estándar, o exceden los valores dados para una muestra estándar en la prueba de filtro de membrana, deben tomarse medidas correctivas hasta que las muestras diarias en el mismo punto de muestreo indiquen que por lo menos dos muestras consecutivas son de calidad satisfactoria.

TABLA 21.19 Normas primarias para agua potable: microbiológicas y de turbidez*

Tipo de contaminante	Niveles máximos de contaminación (MCL)†
Contaminantes microbiológicos en todo sistema de agua‡	Cuando se usa la prueba de filtro de membrana a:
	1 colonia/100 ml para el promedio de todas las muestras mensuales.
	O 4 colonias/100 ml en más de una muestra, si se toman menos de 20 muestras al mes.
	O 4 colonias/100 ml en más del 5% de las muestras, si se examinan 20 o más muestras al mes.
	Cuando se usa la prueba del tubo múltiple de fermentación (porciones de 10 ml).
	No deben estar presentes coliformes en más de 10% de las porciones por mes.
	No más de una muestra debe tener tres o más porciones positivas cuando se examinan menos de 20 muestras por mes.
	O no más de 5% de las muestras deben tener tres o más porciones positivas cuando se examinan 20 o más muestras al mes.
Turbidez en agua de superficie; de sólo sistemas	1 TU promedio mensual (5 TU promedio mensual pueden aplicarse como opción del estado).
	O 5 TU en promedio en dos días consecutivos.

*De *Safe Water: A Fact Book on the Safe Drinking Water Act for Non-Community Water Systems*, American Water Works Association, 1979.
†TU = unidad de turbidez.
‡Sistemas que usan agua superficial o subterránea.

El número mínimo de muestras que debe tomarse en un sistema de distribución, y examinarse cada mes, se determina según la población de que se trate. Ha de tomarse el mínimo de una muestra en cualquier caso, 11 muestras para 10 000 habitantes, 100 para 100 000 habitantes, 300 para un millón y 500 para cinco millones de habitantes en adelante. Para más detalles de los métodos de muestreo, véase *Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, American Public Health Association*, American Water Works Association, Water Pollution Control Federation.

Turbidez ■ Se ha establecido en límite de turbidez como contaminante primario debido a que una turbidez alta puede interferir en la eficiencia de desinfección, de modo especial en la desactivación de virus; además, un exceso de partículas puede estimular el crecimiento de microorganismos en un sistema de distribución. Se requiere un muestreo de turbidez diario en agua superficial al entrar al sistema de distribución, con ciertas excepciones en sistemas que efectúan desinfección y mantienen un desinfectante residual activo en el sistema.

Sustancias químicas ■ Los niveles máximos de contaminación (MCL) para compuestos químicos inorgánicos y orgánicos se indican en la tabla 21.20. Las pruebas para esas sustancias, que determinan el cumplimiento de dichos niveles, deben efectuarse cada año para sistemas comunitarios que utilizan fuentes superficiales de agua, y cada tres años para sistemas que utilizan agua subterránea. Los sistemas de agua no comunitarios, alimentados por superficie o agua subterránea, deben repetir las pruebas cada 5 años.

Si los resultados de prueba de rutina indican que el nivel de cualquier sustancia en la lista excede el MCL, se requieren muestras de comprobación adicionales. Para componentes químicos inorgánicos y orgánicos, con excepción de nitrato, si se exceden uno o más MCL, se reportan los datos al estado dentro de los 7 días siguientes, y se toman 3 muestras adicionales en el mismo punto de muestreo dentro del mes. Si el valor medio de la muestra original y las tres muestras de comprobación exceden el MCL, se reporta al estado dentro de las 48 horas; además se notifica al público y entonces se hacen muestras en forma continua con la frecuencia

TABLA 21.20 Normas primarias para agua potable, productos químicos y de radiactividad*

Tipo de contaminante	Niveles máximos de contaminación (MCL)†
Productos químicos inorgánicos en todo sistema de agua‡	
Arsénico	0.05 mg/L
Bario	1 mg/L
Cadmio	0.010 mg/L
Cromo	0.05 mg/L
Plomo	0.05 mg/L
Mercurio	0.002 mg/L
Selenio	0.01 mg/L
Plata	0.05 mg/L
Nitrato (como N)	10 mg/L
Productos químicos orgánicos sólo en sistemas superficiales de agua	
Endrin	0.0002mg/L
Lindiano	0.004 mg/L
Metoxicloro	0.1 mg/L
Toxafeno	0.005 mg/L
2,4-D	0.1 mg/L
2,4,5-TP (silvex)	0.01 mg/L
Contaminantes radiológicos (naturales) en todo sistema de agua‡	
Alfa gross	15 pCi/L
Ra-226 y Ra-228 combinados	5 pCi/L
Contaminantes radiológicos (sintéticos) en sistemas de superficie de agua para poblaciones de 100 000 habitantes o más	
Beta gross	50 pCi/L
Tritium	20 000pCi/L
Estroncios 90	8pCi/L

*De "Safe Water: A Fact Book on the Safe Drinking Water Act for Non-Community Water Systems", American Water Works Association, 1979.
†mg/L = miligramos por litro; pCi/L = pico curies por litro
‡Sistemas que usan agua superficial y subterránea.

designada por el estado hasta que no se exceda el MCL en dos muestras sucesivas, o hasta que se establece un programa de observaciones como condición de variación, extención o imposición legal.

Cuando las pruebas de nitrato indican que se excede el MCL, debe tomarse una muestra adicional dentro de las 24 horas. Si la medida de las muestras original y de verificación excede el MCL, el encargado del suministro debe reportarlo al estado dentro de las 48 horas y notificarlo al público. Las mediciones siguientes siguen las mismas reglas para las otras sustancias químicas.

Trialometanos ■ Las enmiendas a los reglamentos primarios en 1979 establecen un límite para el cloroformo y tres químicos orgánicos relacionados del grupo de trialometanos. El MCL para el total de trialometanos, incluyendo cloroformo, bromodiclorometano, dibromoclorometano y bromoformo es de 0.10 mg/L. Se requieren mediciones y cumplimiento para sistemas de agua comunitarias que dan servicio a poblaciones mayores de 10 000 habitantes que agregan desinfectantes en el proceso del tratamiento de aguas superficiales y subterráneas. Para cada planta de tratamiento en el sistema deben tomarse un mínimo de cuatro muestras cada tres meses. Todas las muestras han de tomarse el mismo día: el 25% de ellas, en los puntos extremos del sistema de distribución; las restantes pueden tomarse de la zona central del sistema. Para deter-

minar el cumplimiento del MCL, se promedian las concentraciones totales de trialometanos en todas las muestras en el trimestre. A continuación, la concentración media del trimestre en curso se promedia con la de los tres trimestres precedentes, obteniéndose el *promedio corriente anual.* Si este promedio es menor de 0.10 mg/L, el sistema de agua es satisfactorio.

Si se desea mayor información de los requisitos de muestreo y modificación de las técnicas de tratamiento para disminuir la concentración de trialometano, véase "Trihalometanes in Drinking Water", *American Water Works Association;* Registro Federal 44, no. 281, 68624-68707, del 29 de noviembre de 1979; y R. L. Jolley, "Water Chlorination, Environmental Impact, and Health Effects", vols. 1 y 2, Ann Arbor Science, Ann Arbor, Mich.

Límites de flúor ■ El flúor se considera un constituyente esencial del agua potable para prevenir la caries en los dientes de niños, pero el exceso de flúor puede causar daños a la dentadura infantil. Los límites de control mínimo, óptimo y superior de concentraciones de flúor, tomados de los estándares para agua potable de 1962, se muestran en la tabla 21.21. Estos estándares señalan que el flúor, en concentraciones medias mayores de dos veces la óptima, puede ser motivo para rechazar la fuente de abastecimiento. Estas últimas concentraciones, basadas en temperatura promedio del aire (Tabla 21.21, columna MCL), se usaron para establecer el MCL en los reglamentos primarios de agua potable.

Los encargados del abastecimiento de agua potable pueden continuar usando esas guías relativas a los niveles óptimos de fluoración. Según el estado, a fin de controlar la caries dental de los niños, ya que el Safe Drinking Water Act excluye reglamentos federales que puedan requerir la adición de cualquier sustancia con fines preventivos que no estén relacionados con la contaminación de agua potable.

Cuando se practica la fluoración (adición de flúor en el agua potable), la concentración media de flúor debe mantenerse entre los límites superiores e inferior de la tabla 21.21. Además, han de muestrearse los suministros con suficiente frecuencia para determinar si se mantiene la concentración deseada de flúor.

Radiactividad ■ Los valores límites para sustancias radiactivas de la tabla 21.20 se aplican al resultado medio obtenido del análisis de cuatro muestras trimestrales, o a una muestra compuesta formada por cuatro muestras trimestrales. Todos los sistemas de agua que se sirven de agua superficial o subterránea deben probarse para buscar contaminantes radiológicos naturales. Pero sólo aquellos sistemas que distribuyen agua potable a poblaciones de más de 100 000 habitantes requieren pruebas de contaminantes sintéticos.

Cuando la actividad media alfa bruta es mayor de 5 pCi/L, deben efectuarse más pruebas para determinar por separado los niveles de radio 226 y 228. Si la actividad combinada alfa excede 5 pCi/L, los datos deben reportarse al estado dentro de las 48 horas y notificarse al público. Deben continuarse

TABLA 21.21 Concentración permisible de flúor

Promedio anual de temperaturas máximas diarias del aire†	Límites de control recomendados, concentraciones de flúor, mg/Loppm*			Nivel máximo de contaminación
	Inferior	Óptimo	Superior	
53.7 o menor	0.9	1.2	1.7	2.4
53.8–58.3	0.8	1.1	1.5	2.2
58.4–63.8	0.8	1.0	1.3	2.0
63.9–70.6	0.7	0.9	1.2	1.8
70.7–79.2	0.7	0.8	1.0	1.6
79.3–90.5	0.6	0.7	0.8	1.4

*De "Drinking Water Standards", U.S. Public Health Service, No. 956, 1962.
†Basado en datos de temperatura obtenidos durante un mínimo de cinco años.

las mediciones a intervalos trimestrales hasta que la concentración media anual no exceda el máximo nivel contaminante.

Cuando la actividad beta bruta es mayor de 50 pCi/L debe efectuarse un análisis para identificar los constituyentes radiactivos principales presentes. Se calculan las dosis aproximadas para órganos y cuerpo humano a fin de determinar si exceden el nivel de 4 milirem/año. Este cálculo se requiere cuando están presentes el tritio y el estroncio 90 en cualquier concentración.

Control especial ■ Entre las enmiendas a los reglamentos primarios de agua potable de 1980, se encontraron los requisitos para la medición de los niveles de concentración de sodio y características de corrosión. Las muestras para análisis de sodio deben obtenerse cada año para sistemas que usan aguas superficiales y cada 3 años para sistemas que suministran agua subterránea exclusivamente.

El programa de muestreo de corrosividad exige que se tomen dos muestras al año por planta para sistemas que usan fuentes superficiales de agua, una a mitad del invierno y una a mitad del verano. Solamente se necesita una muestra para fuentes de agua subterránea. Las mediciones deben incluir el pH, dureza de calcio, alcalinidad, temperatura, sólidos disueltos totales y cálculos del índice de Langelier. (Véase también Secc. 21.50 y "Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater". American Public Health Association, American Water Works Association, y Water Pollution Control Federation.) Pueden requerirse, a juicio del estado, mediciones de características adicionales corrosivas como son cloruros y sulfatos, así como la determinación de índices de agresividad del agua.

No se han establecido niveles máximos de contaminantes con respecto a cualquiera de esos parámetros.

Normas secundarias ■ Los contaminantes estéticos se cubren con las normas secundarias de agua potable. Los límites se llaman niveles máximos secundarios de contaminación (*SMCL, secondary maximum contaminant levels*) y se indican en la tabla 21.22. Estos niveles representan metas razonables para la calidad del agua potable, pero no son forzosos a nivel federal. Los estados pueden usar estos SMCL como guías y establecer niveles más altos o bajos que puedan ser apropiados, dependiendo de condiciones locales, como la no disponibilidad de otra fuente alterna de agua u otros factores dominantes, siempre que no se afecte adversamente la salud y el bienestar públicos. (Véase "National Secundary Drinking Water Regulations", U. S. Environmental Protection Agency 570/9-76-000.)

Protección de la fuente ■ Las U. S. Public Health Service Drinking Water Standards reconocen la necesidad de proteger la fuente de abastecimiento de agua, como se indica en el extracto siguiente:

El suministro de agua debe obtenerse de la fuente más conveniente posible, y ha de realizarse un nuevo esfuerzo para prevenir o controlar la contaminación de ella. Si la fuente no se protege en forma adecuada contra la contaminación por medios naturales, debe protegerse con un tratamiento adecuado.

Deben hacerse muestreos sanitarios del sistema de suministro, desde la fuente de alimentación hasta la conexión con la tubería de servicio del consumidor, con objeto de localizar y corregir cualquier peligro que pudiera existir contra la salud. La frecuencia de estos muestreos depende de los antecedentes históricos.

Debe proveerse capacidad conveniente para satisfacer demandas pico sin que se desarrollen presiones bajas, y evitar la posibilidad de flujo inverso contaminado desde la tubería del consumidor a la red.

Se han reportado casos y programas de medición que indican que la protección activa de la fuente

TABLA 21.22 Normas secundarias para el agua potable

Tipo de contaminante	Niveles máximos de contaminación
Cloruros	0.5 mg/L
Color	15 unidades de color
Cobre	1mg/L
Corrosividad	no corrosivos
Agentes espumosos	0.5 mg/L
Hierro	0.3mg/L
Manganeso	0.05mg/L
Olor	3 números en el umbral
pH	6.5-8.5
Sulfatos	250 mg/L
Total de sólidos disueltos	500mg/L
Zinc	5mg/L

puede mejorar la calidad del agua con un costo extra mínimo (véase R. B. Pojasek, "Drinking-Water Quality Enhancement Through Source Protection", Ann Arbor Science Publishers, Inc., Ann Arbor, Mich.)

Tratamiento del agua

El agua se trata para eliminar las bacterias patógenas, sabores y olores desagradables, partículas así como color y dureza y reducir los niveles de cualesquier contaminantes cuando es necesario cumplir con normas de calidad de agua. Algunos de los métodos más comunes de tratamiento son la sedimentación simple y almacenamiento, coagulación-sedimentación, filtración lenta y rápida en arena, desinfección y suavización (véase también la sección 21.51).

El almacenamiento de agua durante mucho tiempo reduce la cantidad de bacterias y materias granuladas que producen enfermedades, pero las condiciones económicas suelen obligar a proveedores de agua a utilizar métodos más eficaces de tratamiento, como los citados líneas arriba.

21.46 Sedimentación simple y almacenamiento

La sedimentación o clarificación es un proceso para eliminar partículas del agua en un estanque, reduciendo la velocidad de flujo a través del mismo. Los factores que afectan la rapidez de sedimentación del material en el agua son: tamaño, forma y densidad específica de las partículas suspendidas; temperatura y viscosidad del agua; tamaño y forma del estanque para sedimentación.

La velocidad de sedimentación de las partículas esféricas v_s en un líquido viscoso puede encontrarse mediante la ley de Stokes, si el número de Reynolds $\mathbf{R} = v\rho d/\mu$, calculado con $v = v_s$, es igual o menor a 1.

$$v_s = \frac{g(\rho_1 - \rho)d^2}{18\mu} \qquad (21.133)$$

donde v_s = velocidad de sedimentación de partículas, en m/s

g = aceleración debida a la gravedad, en m/s^2

μ = viscosidad absoluta del fluido, en Pa·s

ρ_1 = densidad de partículas, en g/mm^3

ρ = densidad de fluido, en g/mm^3

d = diámetro de partículas, en mm

Si $\mathbf{R} \geq 2\,000$, se aplica la ley de Newton:

$$v_s = \frac{4g(\rho_1 - \rho)d}{3\rho C_D} \qquad (21.134)$$

en donde C_D es el coeficiente de arrastre. En la figura 21.75 se muestra una gráfica de valores de C_D vs. los números de Reynolds, que se utilizan en la ecuación (21.134).

En la región en donde $1.0 < \mathbf{R} < 2\,000$ hay una transición de la ley de Stokes a la de Newton. La velocidad de sedimentación en esta región está en algún punto entre los valores dados por la ley de Newton y los dados por la de Stokes; no se ha desarrollado una expresión exacta para dar esta velocidad.

En la figura 21.76 se ilustra la relación entre la velocidad de sedimentación y el diámetro de partículas esféricas con una densidad específica S entre 1.001 y 5.0.

21.46.1 Sedimentación simple

El estanque ideal para sedimentación (Fig. 21.77) es un tanque de sedimentación en el cual el flujo es horizontal, la velocidad es constante y la concentración de partículas de cada tamaño es la misma en todos los puntos de la sección vertical en la entrada. El estanque tiene una capacidad volumétrica C, profundidad h_o y ancho B. La velocidad v_o de carga de superficie o de derrama, igual que la velocidad de sedimentación de la partícula más pequeña que se va a eliminar por completo puede determinarse dividiendo el gasto Q del flujo entre el área A de la superficie de sedimentación. Para este estanque ideal, la velocidad de flujo es $v_o = Q/A = Q/BL_o$, en donde $Q = Bh_oV$, y L_o es la longitud de la zona de sedimentación y V es la velocidad de travesía o de paso. (Por lo general, v_o se expresa en galones por día por ft^2 de área de superficie.) El tiempo de detención, $t = h_o/v_o = L_o/V$, también es igual a la capacidad volumétrica C dividida entre el gasto Q.

Las partículas con velocidad de sedimentación $v_s \geq v_o$, y las que entran a la zona de sedimentación entre f y j (a la izquierda en la figura 21.77) con una velocidad de sedimentación v_s mayor que $v_1 = h_1 V/L_o$, aunque menor que v_o, se eliminan en el estanque. Las partículas con una velocidad de sedimen-

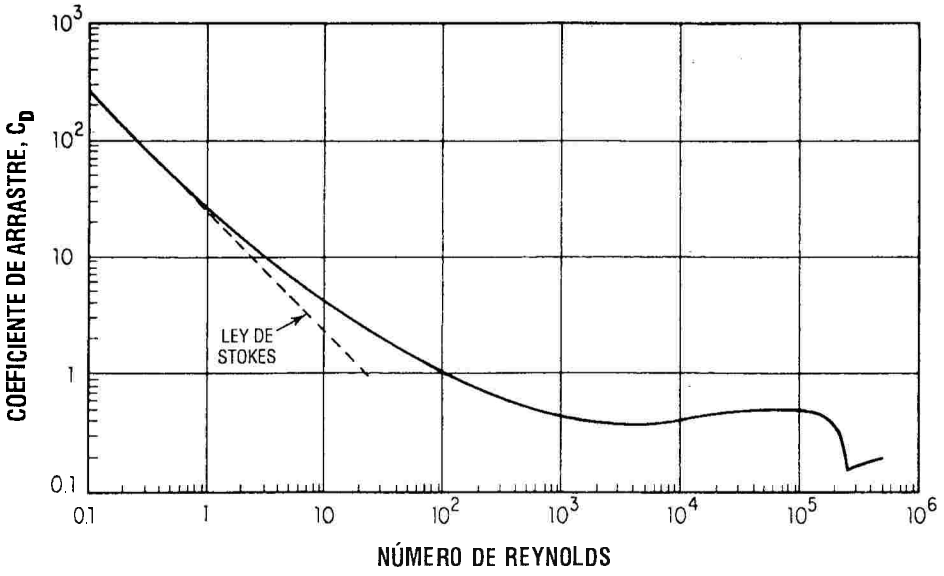


Figura 21.75 Coeficientes de arrastre de Newton para esferas en fluidos. (*Curvas observadas, según Camp, Transactions of the American Society of Civil Engineers, vol. 103, p. 897, 1946.*)

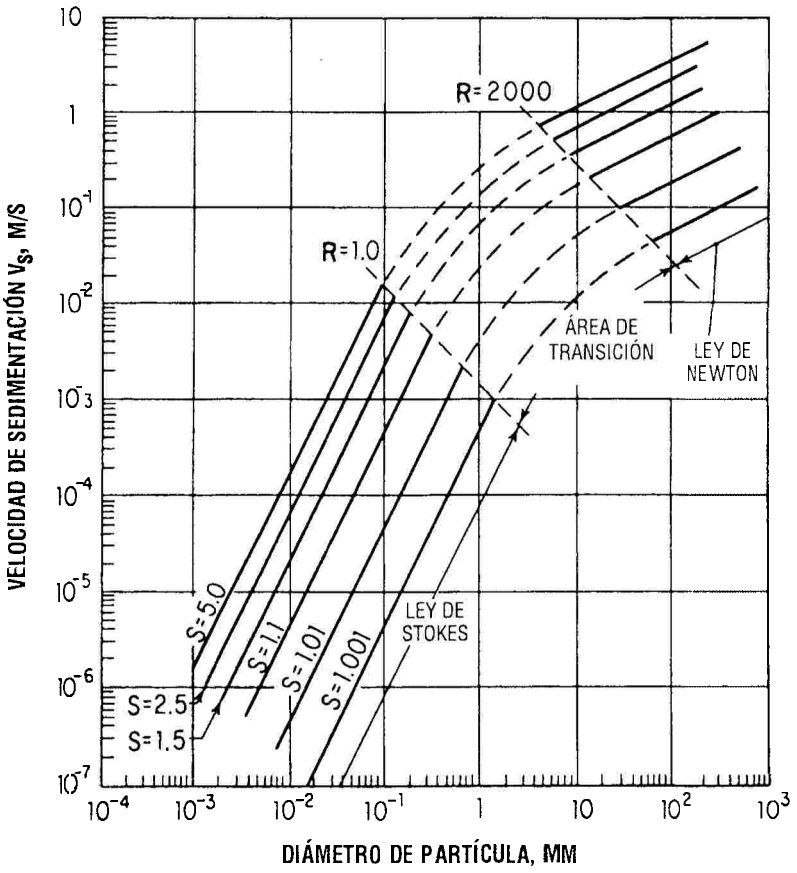


Figura 21.76 Gráfica de velocidad de sedimentación de partículas esféricas con densidades específicas *S*, a 10°C.

tación $v_s \leq v_1$ que entran a la zona de sedimentación entre f y e no se eliminan en el estanque.

La eficiencia de un estanque de sedimentación es la relación entre el tiempo de travesía del flujo y el tiempo de detención. El tiempo de travesía es el requerido para que una tintura, sal u otro indicador atraviese el estanque. La eficiencia de los estanques de sedimentación se reduce por muchos factores, como corrientes transversales, cortocircuitos y corrientes de remolino. Un estanque bien proyectado debe tener una eficiencia de 30 a 50%.

Algunos criterios para el proyecto de estanques de sedimentación son:

Tiempo de detención: de 2 a 8 horas.

Relación longitud a ancho del canal de 3:1 a 5:1.

Profundidad del estanque: 10 a 25 ft (15 ft, en promedio).

Ancho del canal: no más de 40 ft (el más común es 30 ft).

Diámetro de un tanque circular: 35 a 200 ft (el más común es 100 ft).

Velocidad de flujo: sin exceder 1.5 ft/min (la velocidad más común es 1.0 ft/min).

Carga superficial o velocidad de derrame, en galones por día por ft^2 de área de superficie: entre 500 y 2000 para la mayor parte de los estanques de sedimentación.

Los tanques de sedimentación pueden construirse en cualquiera de muchas formas, por ejemplo rectangulares (Fig. 21.78*a*) o circulares (Fig. 21.78*b*). Los tanques de varios niveles, como el de un depósito de dos pisos con una sola charola de la figura 27.8*c*, ocupan menos área que los de un solo nivel. El tanque sedimentador tubular (Fig. 21.78*d*) con circulación paralela hacia arriba proporciona áreas superficiales muy altas.

(American Water Works Association and American Society of Civil Engineers, "Water Treatment Plant Design" McGraw-Hill, Inc., New York; G. M. Fair J. C. Geyer and D. A. Okun, "Water and Wastewater Engineering" John Wiley & Sons, Inc., New York.)

21.46.2 Coagulación-sedimentación

Para incrementar la velocidad de sedimentación y remover las partículas finamente divididas en sus-

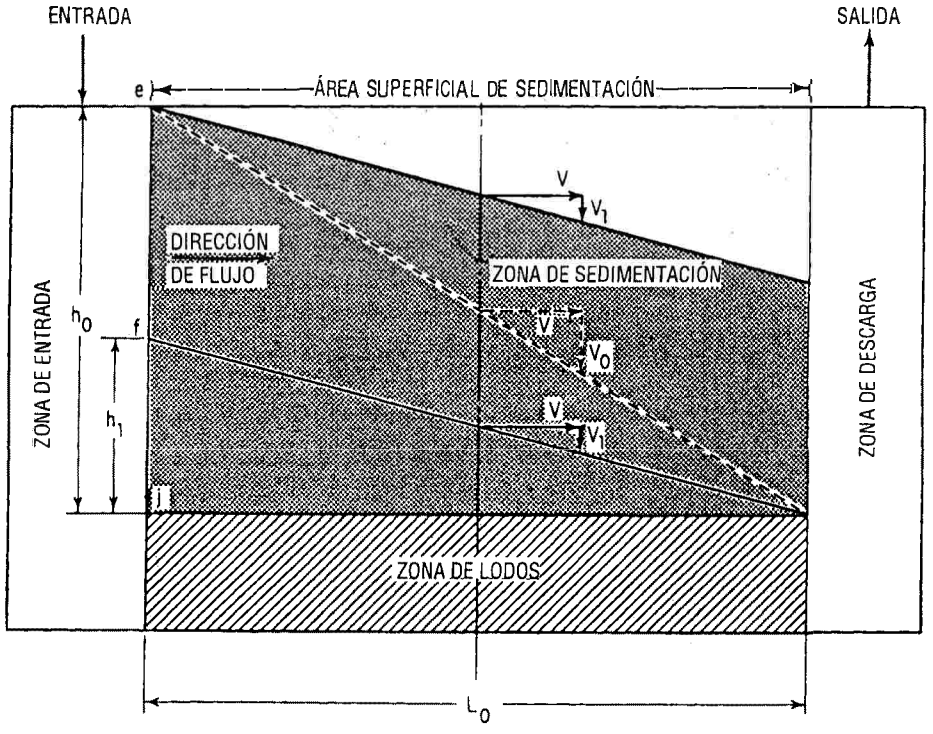


Figura 21.77 Corte longitudinal de un estanque de sedimentación ideal.

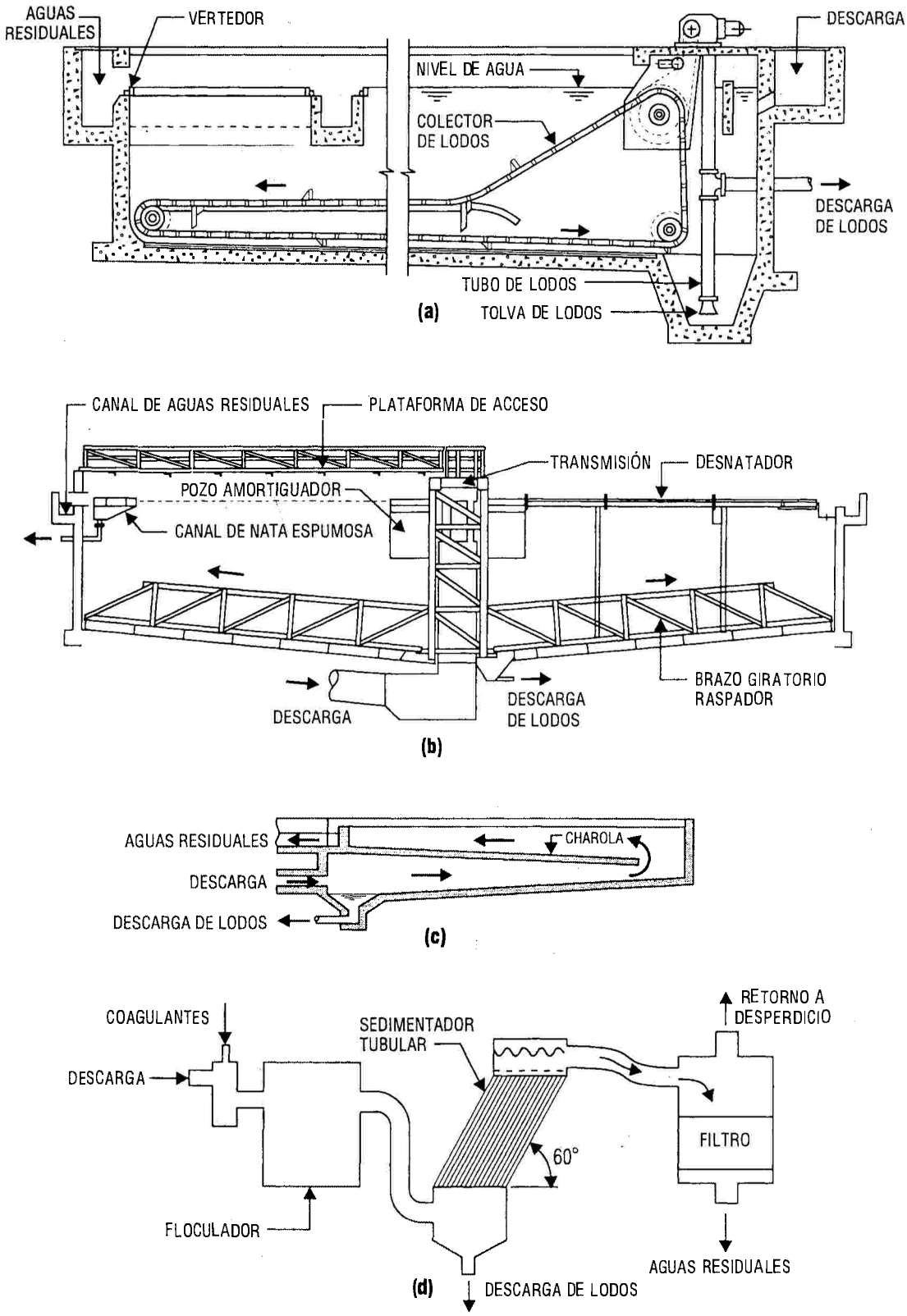


Figura 21.78 Tipos de tanques de sedimentación: (*a*) Vaso rectangular de sedimentación. (*b*) Clarificador circular. (*c*) Vaso de dos pisos para sedimentación. (*d*) Sedimentador tubular.

pensión, se agregan coagulantes al agua. Sin coagulantes, las partículas muy finas no se sedimentan debido a la alta relación de área superficial a su masa, y además a la presencia de cargas negativas en ellas. La velocidad a la cual las fuerzas gravitacionales y resistentes son iguales es muy baja y las cargas negativas en las partículas producen fuerzas electrostáticas de repulsión que tienden a mantener las partículas separadas y prevenir aglomeración. Cuando se mezclan productos químicos coagulantes con el agua, éstos introducen núcleos con alta carga positiva que atraen y neutralizan las partículas cargadas negativamente que están en suspensión.

En general se usan compuestos de hierro y aluminio como coagulantes debido a su alta carga iónica positiva. La alcalinidad del agua a tratar debe ser lo suficientemente alta para formar un hidróxido o hidrato no soluble de esos metales. Los flóculos insolubles de hierro y aluminio que se combinan con ellos mismos, o con otras partículas suspendidas, se precipitan cuando se forma el flóculo que tiene un tamaño suficiente.

Los coagulantes más comunes son el sulfato de aluminio comúnmente conocido como alumbre [$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$]; sulfato ferroso ($FeSO_4 \cdot 7H_2O$); cloruro férrico ($FeCl_3$); y caparrosa dorada (una mezcla de cloruro férrico y sulfato ferroso). El tipo y cantidad de coagulante necesario para limpiar un agua específica depende de las características del agua a tratar, como su pH, temperatura, turbidez, color y dureza. Usualmente se hacen pruebas en laboratorios para determinar la cantidad óptima de coagulante.

Algunos polímeros orgánicos son alternativas de los coagulantes metálicos. Los polímeros son largas cadenas de alto peso molecular de polielectrólitos orgánicos. Se encuentran en tres tipos: catiónicos o cargados positivamente; aniónicos o negativamente cargados y noniónicos o con carga neutral. Los polímeros catiónicos son generalmente los más adecuados para uso como coagulantes primarios. Los polímeros aniónicos, por otra parte, generalmente se usan como complemento de floculación en conjunto con sales de hierro o aluminio para producir flóculos más grandes, por lo que se necesitan menores cantidades de sales metálicas para tener buena coagulación.

Debido a las diferencias en las características de la materia en suspensión que se encuentran en aguas naturales, no todas las aguas se pueden tratar con igual éxito y con el mismo polímero o la misma dosis. Las pruebas de probeta se deben efectuar con varias dosis de los diferentes polímeros disponibles para ayudar en la selección del material más adecuado para cada suministro de agua, considerando costos y rendimiento.

Hay varias razones para considerar el uso de polímeros: incrementar la velocidad de asentamiento y filtrabilidad mejorada del flóculo, producción de un menor volumen de lodo y drenaje más fácil. También, los polímeros tienen un efecto menor en el pH, por lo que se puede reducir el ajuste final de pH en el agua tratada.

Pasos del proceso ■ El proceso de clarificación completa se divide en tres etapas: 1) mezcla química rápida; 2) floculación o agitación lenta para aglomerar los flóculos pequeños; y 3) coagulación-sedimentación en estanques de flujo a baja velocidad. La mezcla química puede lograrse con muchos dispositivos tales como agitadores mecánicos, bombas centrífugas y chorros de aire. El tiempo necesario para mezclar varía de unos pocos segundos hasta 20 minutos. La floculación o agitación lenta incrementa el tamaño del flóculo y acelera el asentamiento. La rigidez de los agitadores debe ser lo suficientemente grande para producir contacto entre los flóculos pequeños, pero no tan grande que se rompan los flóculos mayores. El tiempo empleado en el floculador debe ser de 20 a 60 minutos. El proceso de coagulación-sedimentación se hace en un **estanque clarificador** casi idéntido al de la sedimentación simple. El periodo empleado para clarificar debe ser entre 2 y 8 h.

(G. L. Culp and R. L. Culp, *New Concepts in Water Purification*, Van Nostrand Reinhold Company, New York; American Water Works Association, *Water Quality and Treatment*, 4th ed., T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.47 Procesos de filtración

Hacer pasar el agua por una capa de arena elimina gran parte de la materia granulada finamente dividida y parte de las bacterias más grandes. El proceso de filtración tiene muchos componentes, por ejemplo la filtración física, reacciones químicas y biológicas, sedimentación y neutralización de cargas electrostáticas.

Filtración directa ■ Es posible eliminar el paso de sedimentación con el uso de filtración directa, en algunos casos para el tratamiento de agua sin tratar, bajas en turbiedad, color, organismos coliformes, plancton y sólidos en suspensión tales como fibras de papel. La filtración directa es un proceso de tratamiento en el que el agua sin tratar no se deposita antes del paso de filtración. Usualmente incluye la adición de un coagulante para desestabilizar las partículas coloidales y de un polímero como ayuda en la floculación. El proceso requiere mezclado, agitación y un floculador bien diseñado para 10 a 30 minutos, la adición de un polímero como filtro de ayuda y filtración dual o medios mezclados.

Son esenciales pruebas en plantas piloto para seleccionar la mejor combinación de coagulantes y ayudas floculantes para obtener fuerte floculación y obtener criterio para diseñar las unidades de filtración.

Las principales ventajas de la filtración directa son los costos más bajos de capital y operación. La eliminación de estanques de sedimentación resultan un ahorro de costo de capital de 20 a 30% y los costos operacionales pueden reducirse de 10 a 30% por dosis químicas reducidas. La filtración directa amerita investigación antes de la construcción de nuevas instalaciones si la turbidez de la fuente de agua es un promedio menos de 25 TU.

Filtros lentos de arena ■ Consisten en un recipiente con drenes en la parte inferior, hermético, que contiene una capa de arena de 2 a 4 ft encima de una capa de grava de 6 a 12 in. El tamaño efectivo de la arena debe estar en el intervalo de 0.25 a 0.35 mm. (El **tamaño efectivo** es el tamaño de un tamiz o malla, en milímetros, que deja pasar 10% por peso de la arena. El **coeficiente de uniformidad** es la relación entre el tamaño de un tamiz que deje pasar 60% de la muestra y el tamaño efectivo.) El coeficiente de uniformidad de la arena debe ser de 3. La arena suele estar sumergida en 4 o 5 ft de agua. El agua pasa por el filtro a razón de 3 a 6 millones de galones (MG) por acre por día según la turbidez. El filtro lento no es tan adaptable o eficiente como los filtros rápidos de arena.

Filtrado rápido de arena ■ Éste suele estar precedido por un tratamiento químico, como floculación, coagulación y desinfección, por lo que el agua puede pasarse a través de la arena con mayor rapidez. Por lo general, la descarga de un filtro rápido necesita desinfección o cloración adicionales, porque en este proceso no se eliminan por completo las bacterias. En la figura 21.79 aparece un diagrama de un filtro rápido de arena del tipo por gravedad.

El orden normal del flujo a través de los diversos componentes del filtro es desde los clarificadores (tanques de sedimentación) hasta la parte superior de la capa de arena, a través de las capas de arena y grava, por los drenes inferiores laterales hasta el dren principal y luego a través del controlador a un depósito de agua limpia para su almacenamiento. El flujo de agua (de lavado) tiene lugar en dirección inversa después de cerrar el tubo de la descarga del filtro. El flujo de agua de lavado es por el dren principal hasta los drenes laterales, desde los laterales hacia arriba a través de la grava y la arena, hasta los canales para agua de lavado. Estos canales llevan el agua al canal de descarga, el cual la drena hasta el drenaje.

Algunos factores comunes para diseño de filtros rápidos de arena son:

Tamaño efectivo de los granos: 0.35 a 0.55 mm.

Coeficiente de uniformidad: 1.20 a 1.75.

Espesor de la capa de arena: 24 a 30 in, según el tamaño de los granos.

Espesor de la capa de grava: 15 a 24 in.

Tamaño de la grava: De ⅛ a 1½ in.

Volumen de filtrado: 2 a 4 gal/min · ft^2 (125 a 250 millones de galones por acre por día).

Profundidad total de cada estanque: 8 a 10 ft.

Pérdida máxima de carga hidráulica permitida antes del lavado de la arena: 8 a 10 ft.

Expansión de la arena durante el lavado: 25 a 50%.

Volumen de agua de lavado: 15 a 20 gal/min · ft^2.

Distancia desde el borde superior del canal para agua de lavado hasta la parte superior de la arena sin expandir: 24 a 30 in.

Tiempo de funcionamiento del filtro entre lavados: 12 a 72 horas.

Espaciamiento entre los canales para agua de lavado: 4 a 6 ft.

Relación entre longitud y ancho de cada estanque: 1.25 a 1.35.

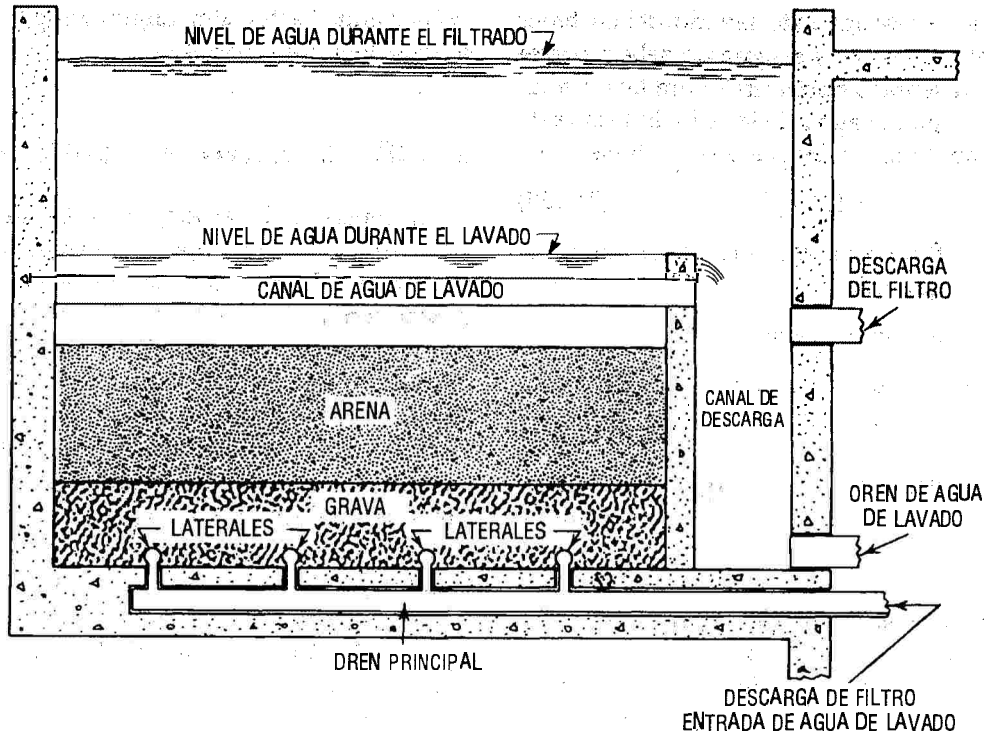


Figura 21.79 Filtro rápido de arena del tipo por gravedad.

Los filtros rápidos de arena se hacen funcionar hasta que las partículas y los flóculos sin sedimentar cubren los vacíos entre los granos de arena y crean una gran pérdida de carga a través del filtro. Esta alta pérdida de carga hace menor el gasto y puede obligar a algunas de las partículas a pasar a través de las capas de arena y de grava. Los filtros, por lo general, se lavan a la inversa cuando la concentración de partículas aumenta en la descarga del filtro o cuando la pérdida de carga alcanza de 8 a 10 ft. El lavado a la inversa de un filtro consiste en hacer pasar agua filtrada a presión a través del filtro desde los drenes y en sentido ascendente hasta los canales para agua de lavado. Los sedimentos ligeros se separan de los granos de arena con el agua en movimiento y, a veces, con algún agitador, como rastrillo, chorros de agua y chorros de aire. Los filtros deben lavarse en forma completa, porque de lo contrario se encuentran dificultades con bolas de lodo, agrietamiento del lecho o incrustación de arena.

Inmediatamente después de lavarlos, los filtros dejan pasar un gran volumen de agua, lo cual produce una descarga sin tratar. Ha de utilizarse un control automático o manual de volumen para evitar esto. En muchas plantas de tratamiento se controlan el volumen y velocidad del filtrado con tubos venturi, los cuales estrangulan el tubo de la descarga del filtro cuando hay flujo con alta velocidad. Conforme empieza a ocurrir la obstrucción en el filtro, disminuye la velocidad de flujo en el tubo para descarga y, luego, se abre el controlador para aumentar la velocidad.

Se produce una carga hidráulica negativa en el filtro cuando la pérdida de carga hidráulica a través del filtro es mayor que la profundidad del agua que hay sobre la arena. Las cargas negativas pueden producir una condición conocida como cierre de aire, la cual ocasiona la eliminación de los gases disueltos del agua y la subsecuente formación de burbujas entre los granos de arena. Estas burbujas disminuyen en forma apreciable la capacidad del filtro.

Los drenes inferiores de un filtro suelen ser de tubo perforado, o placas porosas. Los drenes inferiores deben disponerse de modo que cada área filtre y distribuya una proporción de agua. La relación entre el área total de perforaciones y el área total del lecho del filtro, normalmente, es entre 0.002:1 y 0.005:1. El diámetro de las perforaciones varía entre ¼ y ¾ in.

Los canales para agua de lavado deben tener espaciamiento uniforme y el agua no debe recorrer más de 3 ft en sentido horizontal, para llegar a un canal de descarga del agua de lavado. El tirante de flujo en un canal horizontal puede calcularse con

$$Q = 1.72by^{3/2} \qquad (21.135)$$

donde Q = flujo total recibido por el canal, en gal/min

b = ancho del canal, en in

y = tirante en el extremo de aguas arriba del canal, en in

El tirante total del canal de descarga puede encontrarse sumando 2 o 3 in de borde libre al tirante calculado y.

Otros procesos ■ Puede utilizarse antracita en lugar de arena en los filtros por gravedad. El tamaño efectivo de los granos de antracita es mayor que los de arena, lo cual permite mayores volúmenes y velocidades de filtrado y más tiempo de trabajo del filtro.

Los filtros de tipo dual, mixtos o de material grueso profundo suelen ser más ventajosos. Operan a velocidades de filtrado altas, de 4 a 8 gal/min · ft^2.

Un **filtro de presión** está formado por un medio para filtrado por gravedad, alojado en un recipiente hermético. El medio filtrante puede ser arena, tierra diatomácea o antracita. Los filtros de presión se usan como auxiliares, en aplicaciones industriales especializadas, y para purificar el agua de las piscinas.

Las **galerías filtrantes** son tubos horizontales, perforados o con uniones abiertas, en acuíferos de arena o grava de poca profundidad. Las galerías, en el caso típico, se alimentan por derivación o por bombeo desde las corrientes hacia los estanques con fondos de grava o arena. Algunas pueden estar colocadas en acuíferos con nivel freático alto. El agua filtrada puede bombearse desde la galería o dejarla salir por gravedad por un extremo.

(G. L. Culp y R. L. Culp, "New Concepts in Water Purification", Van Nostrand Reinhold Company, New York; American Water Works Association, "Water Quality and Treatment", 4th ed., and American Society of Civil Engineers, "Water Treatment Plant Design" and T. J. McGhee, "Water Supply and Sewerage", 6th ed., McGraw-Hill Book Company, New York; G. M. Fair, J. C. Geyer and D. A. Okun, "Water and Wastewater Engineering", John Wiley & Sons, Inc., New York.)

21.48 Suavización del agua

La presencia de bicarbonato, carbonatos, sulfatos y cloruros de calcio y magnesio en el agua, produce dureza. Las tres clasificaciones principales de dureza son: 1) dureza de carbonato (temporal) ocasionada por bicarbonato; 2) dureza sin carbonato (permanente); 3) dureza total. Las plantas municipales para tratamiento suelen usar ya sea el proceso de cal-sosa (precipitación) o el proceso de intercambio de base (zeolita), para reducir la dureza del agua a menos de 100 mg por litro (alrededor de 100 ppm) de $CaCO_3$ o su equivalencia.

En el proceso de cal con sosa, se agrega cal viva (CaO) al agua, cal hidratada [$Ca(OH)_2$] y sosa comercial (Na_2CO_3) en cantidades suficientes para reducir la dureza a un nivel aceptable. Las cantidades de cal y sosa necesarias para suavizar una dureza residual pueden determinarse con el uso de equivalentes en peso de productos químicos, tomando en cuenta que los grados comerciales de cal y de cal hidratada comprenden 90% y 68% de CaO, respectivamente. En el agua tratada queda una dureza residual de 50 a 100 mg por litro, debido a la poca solubilidad de $CaCO_3$ y del $Mg(OH)_2$. La dureza del agua se expresa en granos por galón (gpg) o en miligramos por litro (mg/litro) de $CaCO_3$, en donde 1 gpg = 17.1 mg/litro.

Las reacciones químicas para los procesos más comunes de suavización con cal sodada son

$$CO_2 + CaO \rightarrow CaCO_3 \downarrow \qquad (21.136)$$

$$Ca(HCO_3)_2 + CaO \rightarrow 2CaCO_3 \downarrow + H_2O \qquad (21.137)$$

$$MgSO_4 + CaO + H_2O \qquad (21.138)$$

$$\rightarrow Mg(OH)_2 \downarrow + CaSO_4(\text{soluble})$$

$$CaSO_4(\text{soluble}) + Na_2CO_3 \qquad (21.139)$$

$$\rightarrow CaCO_3 \downarrow + NaSO_4$$

Como las partículas de carbonato y de hidróxido de magnesio se sedimentan en estanques de sedimentación, se proveen instalaciones para extraer y eliminar las partículas. La acumulación de $CaCO_3$

y del $Mg(OH)_2$ sobre los granos de arena, en los depósitos de agua clarificada y en las tuberías de distribución, puede evitarse con la recarbonización con CO_2 antes del tratamiento con filtro de arena.

La dureza del agua puede reducirse a cero, si se hace pasar por un intercambiador de base o de zeolita. Estos materiales eliminan los cationes, como los del calcio y magnesio del agua, y los sustituye con los cationes solubles de sodio e hidrógeno. El calcio puede eliminarse del agua como lo indica la siguiente reacción:

$$Ca^{2+} + Na_2R \leftrightharpoons CaR + 2Na^+ \quad (21.140)$$

en donde Ca^{2+} es el ion de dureza de calcio eliminado, Na^+ es el ion de sodio que sustituye al Ca^{2+} en el agua y R es el material de zeolita. La reacción puede invertirse (de derecha a izquierda) si se aumenta la concentración de Na^+ a un valor alto, como se suele hacer para regenerar la unidad suavizadora.

El cloruro de sodio (sal común) es de uso común para regenerar la unidad. La regeneración requiere entre 0.3 y 0.5 lb de sal por cada 1 000 granos de dureza eliminados.

Algunas capacidades de eliminación de dureza por ft^3 de material de intercambio de base, son: zeolita natural, 2500 a 3000 granos; zeolita sintética, 5000 a 30 000 granos (1 lb= 7000 granos).

(American Water Works Association, *Water Quality and Treatment*, 4th ed., and American Society of Civil Engineers *Water Treatment Plant Design*, McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.49 Desinfección con cloro

El cloro en forma líquida, gaseosa o de hipoclorito, es el principal producto químico para destruir las bacterias en fuentes de agua. Otros desinfectantes son el yodo, el bromo, el ozono, dióxido de cloro, la luz ultravioleta y la cal viva.

La reacción del cloro con el agua es

$$Cl_2 + H_2O \leftrightharpoons H^+ + Cl^- + HOCl \quad (21.141)$$

El ácido hipocloroso (HOCl) reacciona con la materia orgánica de las bacterias para formar un complejo clorado que destruye las células vivas. La cantidad de cloro (*dosis de cloro*) agregada al agua depende de la cantidad de impurezas por eliminar y del residuo deseado de cloro en el agua. En las corrientes de descarga de las plantas de tratamiento de agua, se mantiene un residuo de cloro de 0.1 o 0.2 mg por litro como factor de seguridad en el agua mientras se envía al consumidor.

La preocupación por la formación de trialometano después de la cloración de las aguas que contienen cantidades apreciables de material orgánico (Sec. 21.62) ha estimulado la investigación de desinfectantes alternativos. Los candidatos principales son el ozono y el dióxido de cloro. Han de investigarse los beneficios del ozono para plantas de tratamiento nuevas o modificadas, en particular si hay problemas de color, sabor y olor en las aguas sin tratar.

(American Water Works Association and American Society of Civil Engineers, *Water Treatment Plant Design* and T. J. McGhee *Water Supply and Sewerage*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.50 Estabilidad del carbonato

El agua puede corroer o aplicar una película protectora de carbonato en el interior de los tubos. Lo que produzca depende de la naturaleza y cantidad de productos químicos disueltos en el agua.

Puede obtenerse una aproximación a la estabilidad de una fuente para el abastecimiento de agua, con la adición de un exceso de carbonato de calcio pulverizado en una mitad de una muestra de agua. Se agita o sacude cada mitad de la muestra a intervalos de 5 minutos durante alrededor de 1 hora. Se filtran ambas soluciones. Después se mide el pH o se determina la alcalinidad al naranja de metilo de cada muestra. Si el agua sin tratar tiene una alcalinidad o pH mayor que la del agua tratada con el $CaCO_3$, el agua está saturada con carbonato y puede depositar una película protectora en los tubos. Si el agua sin tratar tiene alcalinidad o pH menor que el agua tratada, el agua no está saturada con carbonato y puede ser corrosiva. Si la alcalinidad o pH es el mismo en ambas muestras, el agua está en equilibrio con respecto a los carbonatos.

Cuanto mayor sea la diferencia en alcalinidad o en pH entre las dos muestras, mayores serán la saturación o la insaturación con respecto a los carbonatos. Si el agua sin tratar tiene pH o alcalinidad más alta que el agua tratada, esta agua tiene alta saturación de carbonato y puede ocasionar problemas de depósitos gruesos de carbonato en los tubos de suministro y del consumidor.

(G. M. Fair. J. C. Geyer y D. A. Okun, Water and Wastewater Engineering, John Wiley & Sons, Inc., NewYork.)

21.51 Tratamientos diversos

Se emplean muchos métodos diferentes para eliminar elementos indeseables del agua como color, olor, fluoruros excesivos, detergentes, hierro, manganeso y sustancias que exceden los niveles máximos de contaminación en la calidad del agua (Sec. 21.45).

El carbón activado suele usarse para eliminar sabor y olor. Se aplica el carbón en polvo y se elimina después con un filtro de arena, o se hace pasar el agua a través de una capa de carbón para eliminar los productos químicos orgánicos, naturales o sintéticos.

Las técnicas de tratamiento para eliminar contaminantes inorgánicos incluyen coagulación convencional, ablandamiento con cal, intercambio de cationes o aniones, carbón activado, ósmosis inversa y electrodiálisis. La preocupación por el potencial envenenamiento ocasionado por el plomo contenido en el agua potable que pasa por tubos de plomo instalados mucho tiempo atrás pero todavía en uso, o por soldadura de plomo utilizada para unir tubos, ha llevado a abandonar estas prácticas. Cuando se detecta la presencia de plomo en una fuente de agua, a pesar de su baja solubilidad, su concentración puede eliminarse casi por completo si se ablanda con cal o por coagulación de alumbre y sulfato férrico.

(American Water Works Association and American Society of Civil Engineers, *Water Treatment Plant Design*, McGraw-Hill, Inc., New York.)

Recolección, almacenamiento y distribución de agua

21.52 Embalses

El propósito básico de los embalses es retener los escurrimientos durante los periodos de gran escurrimiento y descargarlos durante los periodos de bajo escurrimiento. Las funciones específicas de los embalses son la hidroelectricidad, control de inundaciones, riego, abastecimiento de agua y recreación (véase también Subsecc. 21.52.1). Muchos embalses grandes son de usos múltiples, y como consecuencia de esto las funciones específicas pueden dictar criterios opuestos para su diseño y operaciones. Además, resulta más difícil una asignación equitativa de los costos a los usuarios.

La selección del tamaño de un embalse para un proyecto en el cual la demanda de agua es mucho mayor que el caudal medio de las corrientes resulta del equilibrio económico entre los beneficios y los costos. Se hace un estudio preliminar de los sitios disponibles para los embalses a fin de obtener los costos relativos para embalses de varios tamaños. A partir del diagrama de masas para los caudales, puede determinarse el caudal seguro para embalses de diversos tamaños. Después, se efectúa una comparación económica entre los beneficios de los diversos caudales y los costos de los embalses. Se selecciona el tamaño de embalse que produzca el máximo beneficio.

Cuando se conoce la tasa de demanda, como ocurre con muchos proyectos para abastecimiento de agua, se determina el tamaño del embalse en forma directa con un diagrama de masas del caudal.

El **diagrama de masas** (Fig. 21.80) es una gráfica del volumen total de escurrimientos acumulados contra el tiempo. La pendiente de la curva es el caudal o volumen de circulación medio.

La selección de un periodo crítico de varios años de duración en una curva de masas depende de la función del embalse. Para abastecimiento de agua o plantas hidroeléctricas, los caudales mínimos serán críticos, mientras que en embalses para control de inundaciones rigen los caudales máximos.

La capacidad de embalse para una cierta demanda puede obtenerse trazando una línea con una pendiente igual a la tangente de demanda, que toque la curva de masas al comienzo del periodo seco seleccionado, como lo indican las líneas *AB* y *AC* en la figura 21.80. Las ordenadas *d* y *e* representan el almacenamiento requerido para satisfacer las demandas *AB* y *AC*.

Una vez seleccionado el sitio para el embalse, se trazan las **curvas de volumen-área** (Fig. 21.81) para obtener las características del sitio. El trazo del volumen en contra de la elevación del agua se determina por la planimetría del área a partes de las curvas de nivel seleccionadas dentro del sitio del embalse multiplicadas por el intervalo entre las curvas de nivel. La aerofotogrametría ha hecho posible obtener mapas exactos de curvas de nivel a una fracción del costo de métodos anteriores.

Otra consideración importante en el diseño de los embalses es la acumulación de sedimentos (Véanse secciones 21.35 y 21.52.2).

Al seleccionar un sitio para un embalse para abastecimiento de agua, debe prestarse especial atención a la calidad de ésta. Si es posible, la cuenca hidrológica debe tener pocos habitantes, a fin de reducir la cantidad de tratamiento requerido. (El agua de prácticamente todas las fuentes debe desinfectarse en el sistema de distribución para protegerla contra la contaminación.) Los embalses poco profundos suelen crear más problemas con el color, olor y turbidez que los embalses profundos, en particular en climas cálidos o durante las temporadas de calor anuales. El escurrimiento con alto contenido de limo y desechos debe desviarse del embalse o tratarlo antes que se mezcle con el abastecimiento de agua. En los embalses se agrega alumbre para reducir la turbidez y se emplea sulfato de cobre para matar la vegetación.

En los embalses profundos, durante la temporada de calor, la parte superior del embalse se calentará y abajo, a cierto nivel, la temperatura será varios grados más baja. La zona en la cual tiene lugar el cambio abrupto en la temperatura, que puede ser de sólo unos ft de espesor, se llama **termoclinal**. Las aguas encima y debajo de la termoclinal se mueven, pero no hay circulación a través de esa zona. El agua en el nivel inferior tiene un bajo contenido de oxígeno disuelto y malos sabores y olores. Cuando desciende la temperatura en otoño, el agua del nivel superior se vuelve más pesada que el agua del nivel inferior y los dos niveles se entremezclan y ocasionan malos sabores y olores en todo el embalse. Para oxidar la materia orgánica y evitar mala calidad del agua en los niveles inferiores de los embalses durante los meses de calor, se descarga cloro o aire comprimido en diversos puntos, en el fondo de los depósitos.

21.52.1 Depósitos para distribución

Las dos funciones principales de los depósitos de distribución son igualar el suministro y la demanda

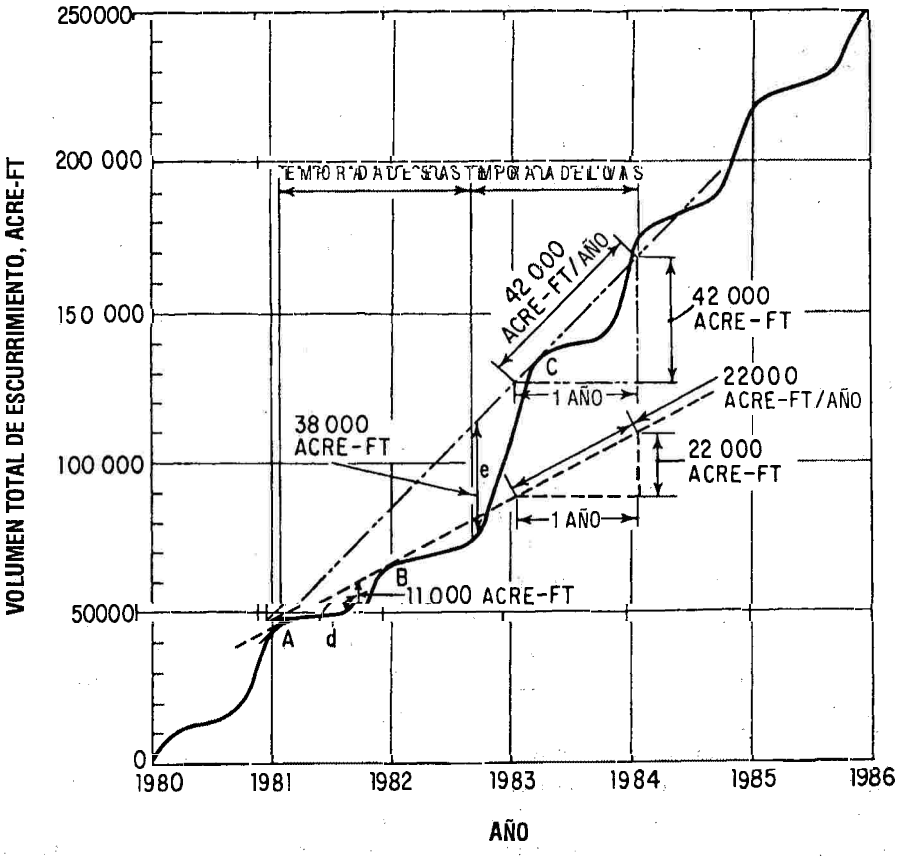


Figura 21.80 Diagrama de masas del escurrimiento en una corriente.

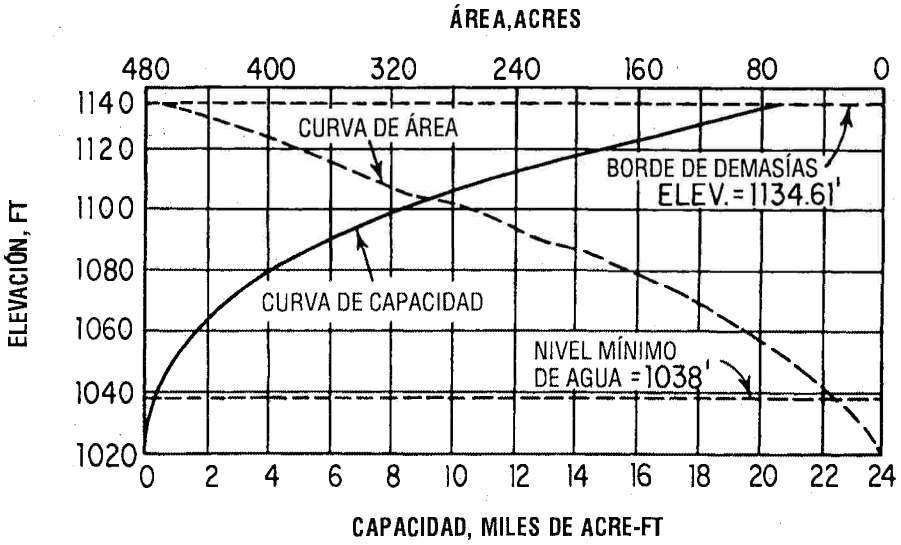


Figura 21.81 Curvas de áreas y volúmenes en embalses.

en periodos de consumo variable y suministrar el agua durante fallas del equipo o por demandas por incendio. Las fuentes principales de suministro para algunas ciudades, como Nueva York, San Francisco y Los Angeles están a centenares de millas de la ciudad. Debido al gran costo de los acueductos, resulta económico proyectarlos con un tamaño para la demanda anual media y proveer un almacenamiento terminal para las fluctuaciones diarias y estacionales en la demanda. El almacenamiento terminal también es necesario, por la posibilidad de una falla en un acueducto.

Como la demanda horaria máxima puede ser varias veces mayor que la demanda diaria máxima, suele ser económico tener depósitos para estabilización en diversos puntos en el sistema de distribución, a fin de que el tamaño de las tuberías principales, plantas de bombeo y plantas de tratamiento esté de acuerdo con la demanda diaria máxima en vez de la horaria máxima. Durante las horas de máxima demanda, el agua se envía desde estos depósitos a los consumidores. Cuando se reduce la demanda, el caudal del acueducto vuelve a llenar el depósito. Puede utilizarse un diagrama de masas (Fig. 21.80) para determinar la capacidad requerida del depósito.

Los depósitos para estabilización se construyen en el lado del sistema que está opuesto a la fuente de suministro, de modo que, cuando haya caudales máximos, la distancia máxima desde el suministro hasta el consumidor se reduzca a la mitad. Es necesario que un depósito para estabilización esté a una altura suficiente para producir una presión adecuada en todo el sistema. Para tener la pendiente hidráulica correcta, es necesario construir el depósito a mayor altura que la zona a la cual presta servicio. Si la topografía no permite tener un depósito superficial, debe construirse un depósito regulador o un tanque elevado. Hay tanques elevados estandarizados con capacidad hasta de 2 millones de galones.

21.52.2 Eficiencia de retención de sedimentos en un embalse

Los métodos de la sección 21.35.2 para determinar las cantidades de sedimentos llegados a un vaso o embalse requieren conocimiento de la eficiencia de retención del vaso, antes de determinar el porcentaje de sedimentos que se quedarán en él y reducirán la capacidad de almacenamiento. G. M. Brune hizo estudios de la eficiencia de retención y desarrolló una curva para expresar la relación entre la eficiencia de retención y lo que él llamó *relación de capacidad-volumen de ingresos* de agua para un embalse (Fig. 21.82) (G. M. Brune, "Trap Efficiency of Reservoirs", *Transactions of the American Geophysical Union*, vol. 34, No. 3, junio de 1953).

Cuanto mayor sea la relación de capacidad-volumen de ingreso de agua, en acre-ft de almacenamiento por acre-pie de ingreso anual, mayor será el porcentaje de sedimentos atrapados en un embalse.

Para cualquier vaso o embalse dado, la eficiencia de atrapamiento decrece con el tiempo, porque la relación capacidad-volumen de ingreso disminuye conforme se acumulan sedimentos. La tasa de sedimentación de un almacenamiento disminuye cuando la capacidad se reduce a una cantidad tal que ocurre cierta derrama de agua cargada con sedimentos con cada tormenta fuerte. Esta disminución en la tasa ocurre debido a que se descarga un porcentaje creciente de la carga anual de sedimentos, antes que pueda ocurrir la sedimentación.

21.53 Pozos

Un pozo de gravedad es un agujero que penetra en forma vertical en un acuífero que tiene superficie de agua libre a la presión atmosférica (Fig. 21.83). Un pozo a presión o artesiano atraviesa un estrato impermeable hasta un acuífero confinado que contiene agua a una presión mayor que la atmosférica (Fig. 21.84). Un pozo artesiano que brota es un pozo que se extiende dentro de un acuífero confinado, el cual está a una presión suficiente para ocasionar que el agua fluya encima del cabezal o carga hidráulica del ademe. Una galería o pozo horizontal es un túnel, zanja o tubo horizontal, o casi horizontal colocado normal al flujo del agua freática en un acuífero.

21.53.1 Abatimiento

Cuando se bombea el agua de un pozo, se reduce o abate el nivel del agua alrededor del pozo y se forma un *cono de depresión* (Fig. 21.83). La línea de intersección entre el cono de depresión y la superficie original del agua se llama *círculo de influencia.*

La interferencia entre dos o más pozos es ocasionada por la superposición de círculos de influencia. El abatimiento de cada pozo de interferencia aumenta, y el caudal de agua disminuye, en cada pozo en proporción al grado de interferencia. La interferencia entre dos o más pozos cercanos entre sí puede aumentar al punto de que el sistema de pozos produzca un gran cono de depresión.

Como casi todos los suelos son heterogéneos, las pruebas de bombeo deben hacerse en el campo para determinar el valor de la conductividad hidráulica

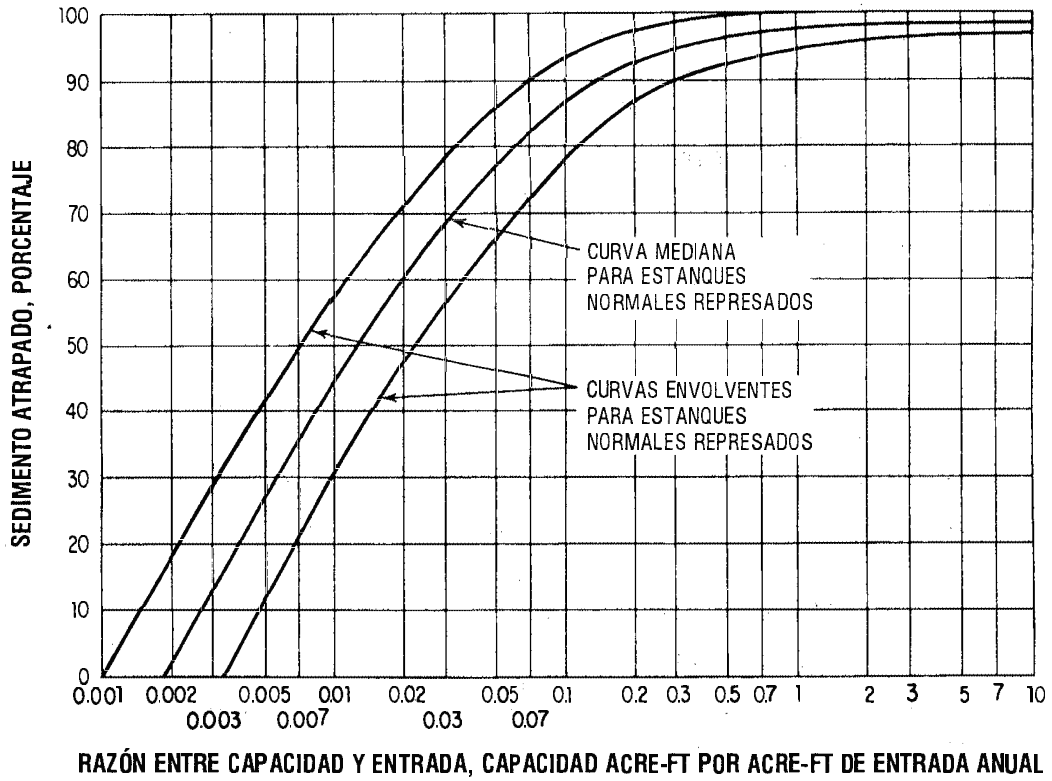


Figura 21.82 La gráfica indica el porcentaje de sedimentos que quedan atrapados en embalses.

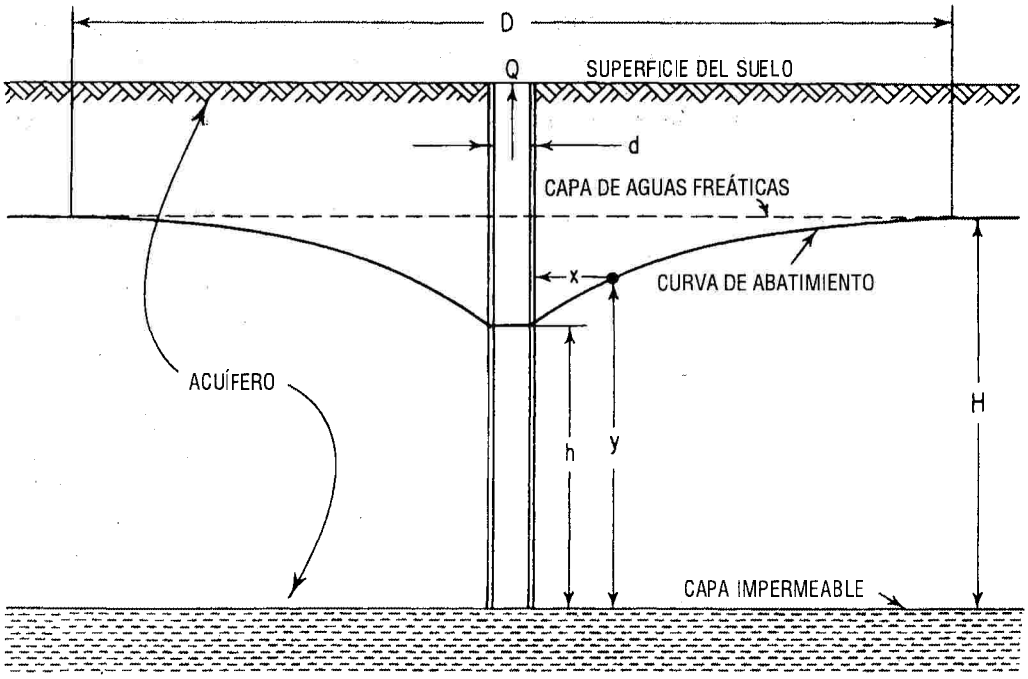


Figura 21.83 Pozo de gravedad en un acuífero libre.

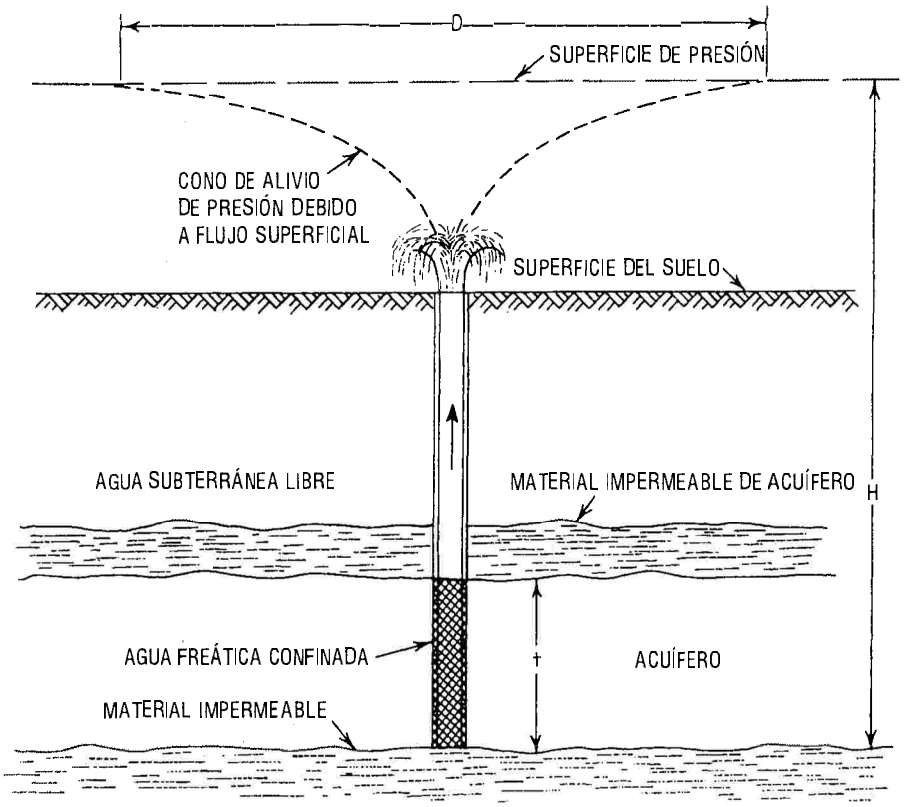


Figura 21.84 Pozo artesiano en un acuífero a presión.

K. Un análisis de permeabilidad de una muestra de suelo que no sea representativa del suelo del acuífero producirá un valor de K poco confiable.

21.53.2 Flujo a partir de los pozos

El gasto Q de flujo constante, para un pozo de gravedad, puede encontrarse con la **fórmula de Dupuit:**

$$Q = \frac{1.36K(H^2 - h^2)}{\log(D/d)} \qquad (21.142)$$

donde Q = flujo, en galones por día
K = conductividad hidráulica, en galones por día por ft con un gradiente hidráulico de 1:1
H = profundidad total del agua desde el fondo del pozo hasta la superficie de agua libre antes de bombear, en ft
h = H menos el abatimiento, en ft
D = diámetro del círculo de influencia, en ft
d = diámetro del pozo, en ft

El flujo constante, en gal/día, para un pozo artesiano se obtiene con

$$Q = \frac{2.73Kt(H-h)}{\log(D/d)} \qquad (21.143)$$

en donde t es el espesor del acuífero confinado, en ft (Fig. 21.84).

Transcurre un tiempo largo entre el comienzo del bombeo y el establecimiento de una condición de gasto constante (un círculo de influencia con diámetro constante). Por tanto, los valores correctos de abatimiento y del círculo de influencia sólo pueden obtenerse después de periodos largos de bombeo continuo.

Para analizar las condiciones de caudal de un pozo, donde no se haya establecido un equilibrio, se utiliza una fórmula sin equilibrio, creada por Theis y una fórmula sin equilibrio modificada creada por Jacob. Ambos métodos utilizan un coeficiente de almacenamiento S y el coeficiente de transmisibilidad T para eliminar complicaciones debidas al desajuste en tiempo antes de alcanzar un caudal continuo. (C. V. Theis, *The Significance of the Cone of Depresion in Groundwater Bodies, Economic Geology*, vol. 33, p. 889, December 1938; C. E. Jacob, *Drawdown Test to Determine Effective Radius of Artesian Well*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, vol. 72, no. 5, p. 629, 1940.) Existen paquetes de software para análisis de caudales subterráneos con modelos de elementos finitos.

21.53.3 Excavación de pozos

Los pozos pueden clasificarse por su método de construcción y su profundidad. Los pozos poco profundos (menos de 100 ft de profundidad) se excavan o perforan. Los pozos profundos (más de 100 ft de profundidad) suelen perforarse con perforadora de cable, inyección de agua, sacanúcleos o con métodos hidráulico y rotatorio.

21.53.4 Equipo de pozos

El equipo esencial para un pozo consta del ademe, rejilla, tubo eductor o elevador, bomba (sección 21.57) y motor. El ademe mantiene el material y agua contaminada aislada del pozo y evita la fuga del agua de buena calidad.

La rejilla se coloca abajo del ademe para contener las paredes del acuífero, permitir que el agua pase del acuífero al pozo y detener el movimiento de las partículas grandes de arena hacia el pozo. La bomba, el motor y el tubo eductor se utilizan para mover el agua desde el acuífero hasta los tubos de recolección en la superficie.

(G. M. Fair, J. C. Geyer y D. A. Okun, *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., New York; T. J. McGreee *Water Supply and Sewerage*, 6th ed., McGraw-Hill, Inc., New York.)

21.54 Tubería para distribución de agua

Un sistema de distribución de agua debe ofrecer un suministro seguro de agua potable en cantidad suficiente y una presión adecuada para uso doméstico y de protección contra incendio. A fin de tener un servicio doméstico adecuado, la presión en la tubería principal en la toma del consumidor, por lo general, no debe ser menor de 45 psi. Pero, si la

instalación es de tamaño muy grande, son adecuadas 35 psi. En zonas con laderas con pendiente fuerte, suele dividirse el sistema en varias zonas de presión, interconectadas con bombas y reguladores de presión. Como cada zona adicional aumenta los costos y reduce la confiabilidad, es deseable mantener su número mínimo. La American Water Works Association ha recomendado 60 a 75 psi como intervalo deseable para las presiones; pero, en zonas de topografía abrupta, en donde las diferencias en altura en la misma localidad pueden ser mayores a 1000 ft, no resulta práctico un intervalo tan estrecho.

Las instalación domiciliaria se diseña para soportar una presión máxima de entre 100 y 125 psi. Cuando la presión en las tuberías de distribución es mayor de 125 psi, es necesario instalar reguladores de presión en cada toma, para evitar daños a los artefactos, como calentadores de agua y lavadoras de ropa y vajillas.

21.54.1 Agua para combatir incendios

Los requisitos de presión para combate de incendios dependen de la técnica y el equipo empleados. Cuatro métodos para suministrar protección contra incendios son:

1. Uso de carros bomba que toman agua de un hidrante. Este método se utiliza en la mayor parte de las comunidades grandes que cuentan con servicio permanente de bomberos. La presión requerida en el área inmediata al incendio es de 20 psi.
2. Mantenimiento de una presión adecuada en todo momento en el sistema de distribución para conectar directamente las mangueras en los hidrantes. Esta técnica se utiliza en comunidades pequeñas en donde los bomberos casi siempre son voluntarios y no tienen carros bomba. La presión en el sistema de distribución en las cercanías del incendio debe ser entre 50 y 75 psi.
3. Uso de bombas estacionarias contra incendio en diversos puntos en el sistema de distribución, para aumentar la presión durante un incendio y permitir la conexión directa de las mangueras con los hidrantes. Este método no es tan seguro ni se usa tanto como los dos primeros.
4. Uso de un sistema separado de distribución a alta presión, sólo para incendios. Hay unos cuantos casos en que se utiliza este método en los distritos de alto valor comercial en ciudades muy grandes, pues el costo de un sistema doble de distribución suele ser prohibitivo.

21.54.2 Análisis hidráulico de tuberías de distribución

Los sistemas de distribución suelen tenderse en forma de red, con conexiones transversales a diversos intervalos. Deben evitarse los tubos con un extremo tapado porque ocasionan problemas con la calidad del agua.

Las velocidades económicas son de 3 a 4 ft/s aproximadamente, aunque durante los incendios pueden ser mucho más altas. Puede utilizarse tubo de 2 a 4 in de diámetro en tramos cortos para las zonas residenciales; pero, en EU la American Insurance Association (AIA) exige tubo de 6 in en el servicio contra incendios en las zonas residenciales. Además, la longitud máxima entre conexiones transversales está limitada a 600 ft. En ese país, en distritos de alto valor comercial, histórico o artístico, la AIA requiere tubos de 8 in, con conexiones transversales en cada calle. Las normas de la AIA también requieren el uso de válvulas de compuerta, colocadas de modo que ningún caso de rotura de un tubo, fuera de las arterias principales, requieren cortar el servicio en una arteria o en más de 500 ft de tubo en distrito de alto valor, o en más de 800 ft en ninguna zona. Todos los tubos pequeños para distribución que salen de la red principal deben estar equipados con válvulas. (*Standard Schedule for Grading Cities and Towns of the United States with Reference to Their Fire Defense and Physical Conditions*, American Insurance Association.)

El servicio adecuado requiere conocer la pendiente hidráulica en muchos puntos de un sistema de distribución, para diversos gastos. Se han desarrollado varios métodos, basados en las siguientes reglas, para el análisis de redes complejas.

1. La pérdida de carga en un conducto varía como una potencia del gasto.
2. La suma algebraica de todos los gastos de entrada y salida en cualquier unión de los tubos, también llamada nudo, es igual a cero.
3. La suma algebraica de todas las pérdidas de carga hidráulica entre dos puntos cualesquiera

es la misma por cualquier ruta, y la suma algebraica de todas las pérdidas de carga hidráulica alrededor de un circuito es igual a cero.

Un aparato conveniente para simplificar las redes complejas de diversos tamaños de tubos es el del *tubo equivalente*. Para sustituir una serie de tubos de diferentes tamaños o varios tubos paralelos, puede utilizarse un tubo de cualquier diámetro deseado y de una longitud específica o de una longitud fija y un diámetro específico, que dé la misma pérdida de carga que el original para todos los gastos, si no hay aportaciones o extracciones entre los dos extremos. En las redes complejas, el tubo equivalente se usa sobre todo para simplificar los cálculos.

Ejemplo 21.10: Determínese el tubo equivalente de ocho in de diámetro que tenga la misma pérdida de carga que las secciones de tubo desde *A* hasta *D* en la figura 21.85*a*.

Primero, se transforman los tubos *CD*, *AB* y *BD* en tramos equivalentes de tubo de 8 in; después se transforman las secciones resultantes en un solo tubo de 8 in con la misma pérdida de carga. La pérdida de carga puede calcularse a partir de la ecuación (21.34*d*).

Supóngase cualquier flujo en *CD*, por ejemplo 500 gal/min. En la ecuación 21.34 se indica que la pérdida de carga de 1000 ft de tubo de 6 in es de 32 ft y en 1000 ft de tubo de 8 in, es de 7.8 ft. Entonces, la longitud equivalente de tubo de 8 in para *CD* es $500 \times 32/7.8 = 2050$ ft. En forma similar, el tubo equivalente para *AB* debe ser de 165 ft de longitud y para *BD*, de 420 ft de longitud. La red de tubo de 8 in se ilustra en la figura 21.85*b*. Consta del tubo 1, de 3000 + 2050 = 5 050 ft de longitud, conectado en paralelo con el tubo 2, de 165 + 420 = 585 ft de longitud.

Para reducir los tubos paralelos a un tubo equivalente de 8 in, supóngase un flujo de 1000 gal/min en el tubo 2. Para este gasto, la pérdida de carga en un tubo de 8 in, por cada 1000 ft es de 29 ft. Por tanto, la pérdida de carga en el tubo 2 sería $29 \times 585/1000 = 17$ ft. Como los tubos están conectados en paralelo, la pérdida de carga en el tubo 1 también debe ser de 17 ft o 3.37 ft por 1000 ft. El flujo que producirá esta pérdida de carga en un tubo de 8 in es de 310 gal/min [Ec. (21.34*c*)]. Por tanto,el tubo equivalente debe conducir 1000 + 310 = 1310 gal/min con una pérdida de carga de 17 ft. Para un flujo de 1310 gal/min, un tubo de 8 in tendría una pérdida de carga de 48 ft, en 1000 ft, según la ecuación 21.34*d*. Para una pérdida de 17 ft, un tubo de 8 in debería tener una longitud de $1000 \times 17/48 = 350$ ft. Por tanto, los tubos entre *A* y *D* son equivalentes a un solo tubo (Fig. 21.85*a*) de 8 in y 350 ft de longitud.

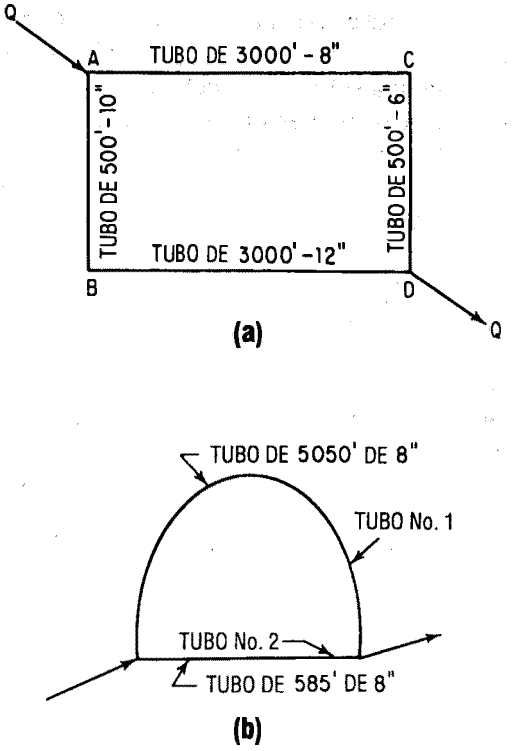


Figura 21.85 El circuito de distribución (*a*) puede reemplazarse por el circuito equivalente (*b*).

Ecuaciones para redes de tubos ■ Para el análisis hidráulico de un sistema de distribución de agua, es conveniente representar la red mediante un modelo matemático. En general, es útil incluir en el modelo sólo los elementos principales necesarios para una descripción matemática de la red básica. (Para modelos que hayan de usarse para condiciones como son bajas presiones en una pequeña región de servicio, empero, puede hacerse necesario incluir todas las líneas de distribución del sistema.) Las tres reglas de análisis de la página 21.105 se pueden utilizar para idear un sistema de ecuaciones simultáneas que puedan despejar el caudal y la presión en la red.

De manera representativa, se utiliza ya sea la fórmula de Darcy-Weisbach o la de Hazen-Williams para relacionar las características de cada tubo del

sistema. En consecuencia, las ecuaciones para cada tubo no son lineales y por ello generalmente no se dispone de una solución directa. En la práctica, las ecuaciones se resuelven por un proceso de iteración en el que los valores de algunas variables se supone que hacen que las ecuaciones sean lineales y luego se despejan las otras variables. Las suposiciones iniciales se corrigen y utilizan para crear nuevas ecuaciones lineales, que se resuelven para obtener valores más precisos de las variables.

Un ejemplo de esta técnica es el **método de Hardy Cross**, que es un método de prueba y error que fue ampliamente utilizado antes del advenimiento de las computadoras. Primero se suponen ciertos gastos y luego se calculan ajustes consecutivos para corregir estos valores supuestos. En la mayor parte de los casos puede obtenerse suficiente exactitud con tres ajustes; no obstante, hay casos raros en los cuales los ajustes calculados no se aproximan a cero. En estos casos, ha de utilizarse un método aproximado.

Los gastos supuestos en un circuito cerrado de tubería se ajustan de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Delta Q = \frac{\Sigma KQ^n}{\Sigma nKQ^{n-1}} \qquad (21.144)$$

en donde $KQ^n = h_f$ = pérdida de carga hidráulica debida a la fricción. Cuando la ecuación de Hazen-Williams, utilizada en el ejemplo 21.10, se escribe en la forma $h_n = KQ^n$, entonces $K = 4.727L/D^{4.87}C_1^{1.85}$ y $n = 1.85$. La expresión ΣnKQ^{n-1} es igual a $\Sigma(nKQ^n/Q)$. En la fórmula de Hazen-Williams, $n = 1.85$ para todos los tubos y, por tanto, puede dejarse fuera del signo de suma. Por ello, la ecuación de ajuste se convierte en

$$\Delta Q = \frac{\Sigma h_f}{n\Sigma(h_f/Q)} \qquad (21.145)$$

Es importante usar un sistema consistente y siempre igual de signos. La convención de signos seleccionada para el siguiente ejemplo hace que los gastos en el sentido de giro de las manecillas del reloj y las pérdidas para esos flujos sean positivos, mientras que los gastos en sentido opuesto a las manecillas del reloj y sus pérdidas son negativos.

Los métodos que por lo general se utilizan para elaborar las ecuaciones para análisis de una red de distribución de agua incluyen lo siguiente:

Método de caudal, en el que los caudales de tubos son incógnitas.

Método de nodos, en el que las cargas hidráulicas en los extremos de tubos son las incógnitas.

Método de circuito, donde la energía de cada circuito independiente se expresa en términos de los caudales de cada tubo del circuito. A su vez, el caudal real de cada tubo se expresa en términos de un supuesto caudal y un factor de corrección de caudal para cada circuito.

Hay paquetes de cómputo para el análisis de redes mediante estos métodos; pueden realizar no sólo análisis de estado estable de presiones y caudales en redes de tubos, sino también análisis de presión y caudal dependientes del tiempo bajo demandas cambiantes del sistema, formas de caudal y calidad básica del agua.

(V. J. Zipparo and H. Hasen, "Davis' Handbook of Applied Hydraulics", McGraw-Hill, Inc., New York; AWWA, "Distribution Network Analysis for Water Utilities", Manual of Water Supply Practices M32, American Water Works Association, Denver, CO; T. M. Walski, "Analysis of Water Distribution Systems", Van Nostrand Reinhold, New York.)

21.54.3 Cubierta sobre tubos enterrados

La cubierta requerida sobre tubos de distribución depende del clima, dimensiones de los tubos y del tráfico. En EU en zonas del norte, la penetración de las heladas, que pueden ser de hasta 7 ft, suele ser el factor determinante. En lugares donde no hay heladas, la AIA exige un mínimo de 24 in. Si se instalan tubos grandes bajo tráfico pesado, el esfuerzo producido por las cargas de las ruedas debe investigarse.

21.54.4 Conservación de tubos para agua

En la conservación de sistemas de distribución es necesario llevar registros, limpiar y forrar tubos, localizar y reparar fugas, inspeccionar hidrantes y válvulas y otras muchas funciones necesarias para eliminar problemas de operación. Las válvulas deben inspeccionarse cada año y, los hidrantes para incendios, cada seis meses. Deben conservarse registros de todas las inspecciones y reparaciones.

Los tubos de distribución no forrados, después de años de uso, pierden mucha de su capacidad debido a la corrosión e incrustaciones. La limpieza y forrado con mortero de cemento restaura la capacidad original. Los tubos cerrados con tapones deben limpiarse periódicamente con chorro de agua para reducir la acumulación de óxidos y materias orgánicas.

21.54.5 Determinación económica de dimensiones de la tubería para distribución

En el diseño de cualquier proyecto importante, el proyectista debería seleccionar la alternativa más económica. La mayor parte de las alternativas puede estudiarse en forma individual. Un ejemplo de éstas para un sistema de distribución es satisfacer la demanda ordinaria máxima, sólo con bombas, y otra opción es hacerlo con bombas y depósitos reguladores. El costo total de cada plan se compara con un análisis de costo anual o del valor presente.

Un método para determinar el costo mínimo que puede adaptarse con facilidad a muchas condiciones es establecer la primera derivada del costo total, con respecto de la variable en cuestión, igual a cero. Para establecer las medidas de los tubos en un sistema de distribución alimentado con bombas, los costos totales de los tubos, planta de bombeo y energía, pueden expresarse en una ecuación. Para encontrar el diámetro más económico del tubo, la primera derivada del costo total, tomada con respecto al diámetro del tubo, debe establecerse igual a cero. La siguiente ecuación para el tamaño más económico de tubo se derivó en la forma antes indicada.

$$D = 0.215 \left(\frac{fbQ_a^3 S}{aiH_a} \right)^{1/7} \qquad (21.146)$$

donde D = diámetro del tubo, en ft

f = factor de fricción de Darcy-Weisbach

b = valor de la potencia, en dólares por hp por año

Q_a = descarga promedio, en ft^3/s

S = esfuerzo unitario permisible en el tubo, en psi

a = costo del tubo en obra, en dólares por libra

i = cargos fijos anuales para la tubería (expresados como fracción del costo total del capital)

H_a = carga hidráulica promedio en el tubo, en ft

21.54.6 Materiales para tubos

El hierro fundido, acero, concreto y plásticos, como el cloruro de polivinil, polietileno, polibutileno y fibra de vidrio reforzada y resinas termoestables, son los materiales usuales en los tubos de distribución. En algunas partes todavía existen tuberías de madera, que ya cayeron en desuso. En tubos pequeños, válvulas, bombas y otros accesorios se utiliza cobre, plomo, zinc, latón, bronce y plástico. Los materiales comunes para las uniones de tubos son cemento, arena, hule y compuestos de plásticos y azufre.

El hierro fundido es el material más común para las tuberías principales en ciudades. Sus medidas estándar son de 2 a 24 in de diámetro. El hierro fundido es resistente a la corrosión y tiene buenas características hidráulicas. Si la tubería es de cemento, el valor C de Hazen-Williams puede ser hasta de 145. En los tubos de hierro fundido sin revestir pueden formarse tubérculos de hierro, que afectan seriamente la capacidad de circulación. La tuberculación puede evitarse revistiendo los tubos con materiales de cemento o de alquitrán. El alto costo del tubo de hierro colado sólo es una pequeña desventaja, porque se contrarresta con la gran duración promedio de un servicio sin problemas. Las uniones más comunes en el tubo de hierro fundido son las de campana y macho y con brida.

El acero se utiliza para tuberías grandes y troncales y rara vez para tuberías principales de distribución. Los tubos de acero con costuras longitudinales o en espiral se forman en las laminadoras a partir de hojas. Las uniones transversales entre las secciones de tubo se hacen con soldadura, remaches, campana y macho con juntas de hule, bridas selladas o con coples tipo Dresser. Como el acero es más fuerte que el hierro, pueden usarse tubos más delgados y ligeros para las mismas presiones. Algunas desventajas de los tubos más delgados de acero es que no pueden soportar cargas externas elevadas, posibilidad de falla con

presiones negativas y altos costos de mantenimiento, debido a la mayor rapidez de la corrosión y de sus paredes más delgadas. Los tubos de acero se suelen proteger contra la corrosión, en el interior y el exterior, con alquitrán de hulla o mortero de cemento. En condiciones favorables, la duración del tubo de acero es entre 50 y 75 años.

El tubo de concreto puede ser precolado por secciones y ensamblado en el sitio o puede colarse en la obra. Se ha perfeccionado una máquina que produce tubo de concreto monolítico, sin uniones y sin uso de cimbras para aplicaciones de flujo por gravedad y de baja presión. La mayor parte del tubo de concreto precolado está reforzado o presforzado con acero. El tubo de concreto puede hacerse impermeable insertando un cilindro delgado de acero en las paredes del tubo. Con frecuencia, se enreda alambre de alta resistencia en el cilindro delgado de acero como refuerzo adicional. El concreto se coloca dentro y fuera del cilindro de acero para evitar la corrosión y reforzar el tubo. Algunas ventajas del tubo de concreto son el bajo costo de mantenimiento, resistencia a la corrosión en condiciones normales, bajos costos de transporte de los materiales si hay agua y agregado disponibles en la localidad y su capacidad para soportar cargas externas. Algunas desventajas son el afloramiento de la cal libre del concreto, la tendencia a permitir fugas por grietas y la permeabilidad del concreto y la corrosión en ácidos o álcalis fuertes.

21.55 Corrosión en sistemas de distribución de agua

Todos los años se gasta mucho dinero en el reemplazo de tubos, válvulas, tanques, hidrantes y medidores que son destruidos por la corrosión. Algunas causas de la corrosión son el contacto de dos metales desiguales con el agua o el suelo, corrientes eléctricas parásitas, impurezas y deformaciones en los metales, contacto entre ácido y metales, bacterias en el agua, o fertilizantes y mejoradores del suelo que reaccionan con los metales.

La corrosión electroquímica de un metal tiene lugar cuando están presentes un electrólito y dos electrodos, un ánodo y un cátodo. (El agua puede servir como electrólito.) En el ánodo, el metal que está en contacto con el electrólito se cambia en una partícula con carga positiva que entra en solución o forma una partícula de óxido. (La facilidad con la cual un metal cambia a un ion metálico, cuando está en contacto con el agua, depende de su potencial de oxidación o la presión de la solución. Los metales pueden arreglarse en una serie electromotriz con potenciales decrecientes de oxidación. Los metales altos en la serie se corroen con más facilidad que los metales colocados en la posición más baja.) Por ejemplo, en un tubo de hierro expuesto al agua, la reacción en el ánodo es Fe (metal) $\rightarrow Fe^{2+} + 2e$, donde e es un electrón. En el cátodo, el metal que tiene el exceso de electrones los libera de la partícula cargada como hidrógeno en solución: $2H^+ + 2e \rightarrow H_2$ (gas). Si el hidrógeno producido en el cátodo se elimina del cátodo por la reacción con el oxígeno para producir moléculas de agua o por el movimiento del agua (despolarización), el proceso de corrosión continúa (Fig. 21.86). Algunos indicadores de que hay corrosión en una tubería inaccesible, de hierro o acero, son la descarga de agua con color herrumbre (por el desprendimiento de herrumbre e incrustaciones), y agua con sabor metálico.

Una marcada disminución en la capacidad y presión en una sección de tubo suele indicar tuberculación dentro de la tubería. La acumulación y crecimiento de compuestos insolubles de hierro dentro de un tubo causan tuberculación. Las bacterias que consumen fierro en el agua pueden producir directamente óxido ferroso, si la concentración de hierro es de unas 2 ppm. Un suministro continuo de hierro soluble en presencia de estas bacterias o de oxígeno disuelto y sustancias básicas en el agua, aumenta el tamaño de los tubérculos. Éstos pueden crecer tanto que reduzcan la capacidad del tubo al grado de que se necesite limpiarlo o reemplazarlo.

Varios factores influyen en el tipo y cantidad de la corrosión de los metales:

La presencia de películas protectoras. Algunos metales forman películas de óxido que actúan como capas protectoras para el metal. El aluminio, el zinc y el cromo son ejemplos de este tipo de metal.

Las deformaciones, grietas e impurezas no solubles en un metal, actúan como sitios para la corrosión.

La agitación o movimiento del agua aumentan la rapidez de corrosión de un metal, porque aumentan la rapidez de suministro de oxígeno al cátodo y la eliminación de iones metálicos en el ánodo. La presencia de compuestos iónicos en el agua acelera la corrosión porque los iones actúan como conductores de la electricidad y a mayor cantidad de iones, mayor es la velocidad con que se mueven los electrones en el agua.

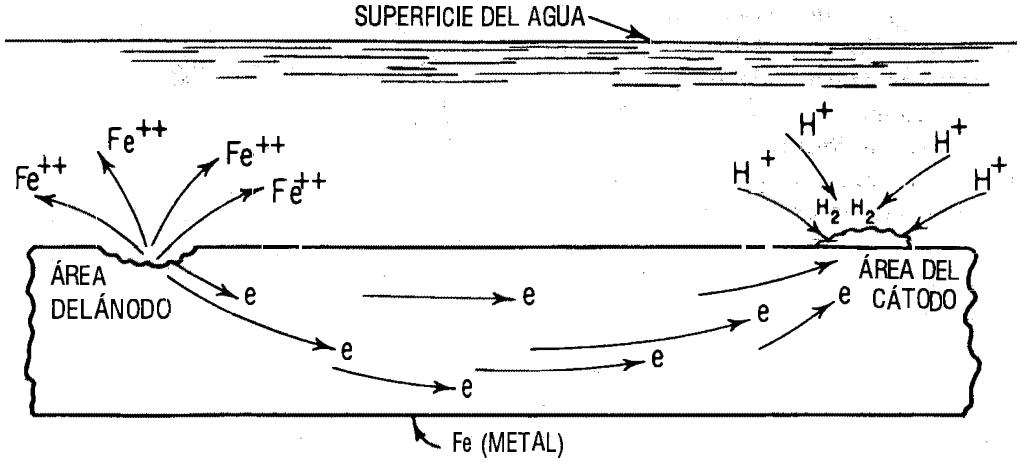


Figura 21.86 Corrosión electroquímica del hierro en agua con bajo pH.

El mojado y secado alterno tienden a romper la película de herrumbre o de óxido, lo que facilita la penetración de la película por el oxígeno y el agua y conduce a un aumento en la corrosión.

Las altas concentraciones de ion hidrógeno aumentan la rapidez de la corrosión por la mayor accesibilidad de los iones hidrógeno al cátodo.

La corrosión puede evitarse o retardarse con la adecuada selección de material, uso de revestimientos protectores y tratamiento del agua. En la selección de materiales deben tenerse en cuenta las características y las condiciones del agua y suelo. Los revestimientos protectores para los metales pueden ser metálicos o no metálicos y pueden aplicarse tanto en el interior como en el exterior del tubo. Algunos revestimientos no metálicos más comunes son el cemento y el material asfáltico. El zinc es ejemplo de los materiales utilizados como revestimiento metálico. Por lo general se utilizan tubos de acero con baño de zinc (galvanizados) o de cobre para líneas pequeñas de servicio.

Además, para evitar la corrosión, puede tratarse el agua con bases como la sosa común, sosa cáustica y cal, para reducir la concentración de iones hidrógeno y para inducir la precipitación de películas de carbonato, hidróxidos, óxidos, etc., sobre las paredes de los tubos. Estas películas reducen la capacidad del agua para corroer superficies metálicas que de otra manera estarían sin protección. La corrosión precede normalmente a la incrustación, porque el hierro debe estar en solución para reaccionar con las sustancias básicas y oxígeno disuelto en el agua para formar cascarillas.

La corrosión electroquímica de las superficies externas de tubería y tanques puede retardarse aplicando una corriente directa al metal que se va a proteger y a otro metal que actúa como ánodo de sacrificio (Fig. 21.87). El potencial aplicado o producido por las dos superficies metálicas debe ser suficientemente alto para que el metal protegido funcione como cátodo. El ánodo de sacrificio se corroe y debe reemplazarse periódicamente. El zinc, magnesio, grafito y aleaciones de aluminio, se utilizan en general para los ánodos.

(American Water Works Association, *Water Quality and Treatment*, 4th ed., McGraw-Hill Inc, New York.)

21.56 Bombas centrífugas

El propósito de cualquier bomba es transformar energía mecánica o eléctrica en energía de presión.

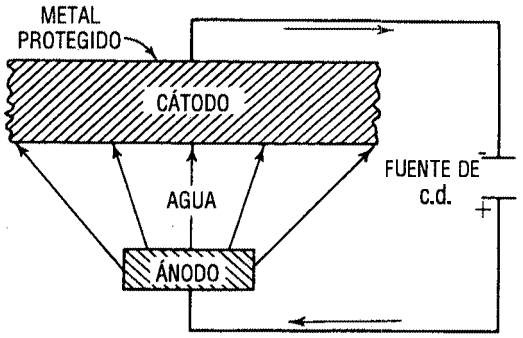


Figura 21.87 Protección catódica de un metal.

La bomba centrífuga, la más común en obras hidráulicas, lo logra en dos etapas. La primera transforma la energía mecánica o eléctrica en energía cinética con un elemento giratorio o impulsor. Después, la energía cinética se convierte en energía de presión por aspas o álabes o un tubo de descarga con divergencia gradual llamado voluta (Fig. 21.88).

El agua entra por el centro del impulsor, u ojo, y la fuerza centrífuga la envía hacia afuera en dirección a la carcasa. La presión de descarga de una bomba centrífuga es una función del diámetro y de la velocidad de rotación del impulsor.

Los factores de diseño que deben considerarse en la selección de una bomba centrífuga son la carga neta positiva de succión requerida, eficiencia, potencia y la relación carga-gasto.

La **carga neta positiva de succión, NPSH**, es la energía en el líquido medida en la línea de centro de la bomba. Para que tenga un significado práctico, debe considerarse como NPSH requerida o disponible. La NPSH requerida es una característica de la bomba y la especifica el fabricante. La NPSH disponible es una característica del sistema y la determina el proyectista. Es la presión en el líquido, arriba de su presión de vapor en la brida de succión de la bomba y se expresa, en ft, como

$$\text{NPSH disponible} = 144\,\frac{p_a - p_v}{w} - h_f + z \quad (21.147)$$

donde p_a = presión, psi abs, de la superficie libre del agua o en la línea de centro de un conducto cerrado

p_v = presión de vapor, psi abs, del agua a su temperatura de bombeo

h_f = pérdida por fricción en el tubo de succión, en ft de agua

z = diferencia en elevación, en ft, entre la línea de centro de la bomba y la superficie del agua

w = peso específico del líquido, en lb/ft^3

Si la superficie del agua en la succión está debajo de la línea de centro de la bomba, z es negativa. Para evitar la cavitación es necesario que la NPSH disponible siempre sea mayor que la NPSH requerida. Por esta razón, se acostumbra analizar una curva de NPSH requerida vs la curva de descarga, con las curvas de potencia al freno, carga y eficiencia, al seleccionar una bomba.

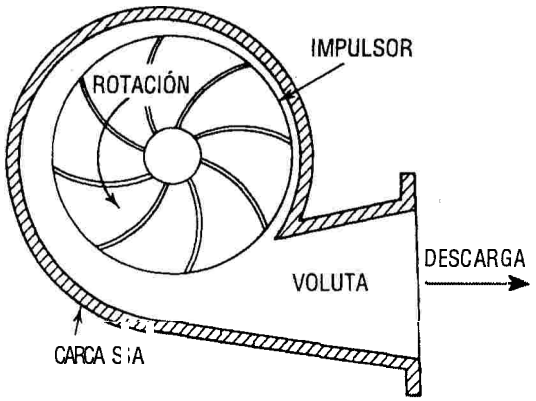


Figura 21.88 Bomba centrífuga del tipo de voluta.

El punto de operación de una bomba centrífuga se determina por la intersección de la curva carga-capacidad de la bomba y la *curva de carga hidráulica del sistema*, como se ilustra en la figura 21.89. (También se incluyen el la figura 21.89 otras curvas utilizadas en la sección de la bomba.) Una curva de carga hidráulica del sistema es un trazo de las pérdidas de carga hidráulica en el sistema vs la descarga de la bomba. Esta curva muestra la carga diferencial que debe suministrar la bomba. En un análisis típico de un sistema de distribución de agua, puede haber tres o cuatro curvas pertinentes de carga del sistema correspondientes a diversos volúmenes de demanda. Las intersecciones de estas curvas con la curva de descarga versus Q definen un intervalo de operación, más bien que un solo punto.

La selección de una bomba centrífuga es, casi siempre, cuestión de hacer coincidir una de las muchas disponibles en el mercado, con las características del sistema. Una consideración importante es que el punto de máxima eficiencia debe estar en el punto de operación o cerca de él. Las bombas centrífugas están disponibles para casi cualquier gasto deseado, con elevaciones hasta de 700 ft por etapa. En bombas grandes, puede lograrse una eficiencia hasta del 93%.

Véase también la sección 21.57 y las válvulas *check* o de retención en la sección 21.58.

(I. J. Karassik, et al., *Pump Handbook*, 2nd ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.57 Bombas para pozos

Éstas se clasifican como centrífugas, de hélice, de chorro, helicoidales, rotatorias, aspirantes e impelentes y elevadoras por aire. Aunque las bombas centrífugas (Sec. 21.56) son las más comunes para pozos poco profundos o profundos, las circunstancias pueden dictar el uso de otros tipos.

Las **bombas centrífugas** se utilizan en pozos de más de 6 in de diámetro. Tienen capacidades para bombear hasta 4000 a 5000 gal/min y cargas hidráulicas hasta de 1200 ft, según el número de etapas. La eficiencia puede ser hasta del 90% en las bombas grandes; a menos de 200 gal/min, la eficiencia máxima es de 75 a 80%.

Las **bombas de hélice** son del tipo de flujo axial. Se utilizan en aplicaciones que requieren alta capacidad y carga hidrostática baja.

Las **bombas de chorro** (Fig. 21.90) funcionan descargando agua por una boquilla y un tubo cónico divergente, colocados en el fondo del pozo. El tubo cónico divergente crea la elevación, porque convierte la carga de alta velocidad en carga de presión. La conexión de succión se hace entre la boquilla y la entrada al tubo divergente. Las bombas de chorro son de baja eficiencia. Se utilizan en aplicaciones con bajas capacidades y baja altura de aspiración, en especial cuando el agua contiene arena u otras impurezas.

Las **bombas helicoidales** son del tipo de desplazamiento positivo, con un rotor helicoidal metálico que gira dentro de un estator helicoidal de hule (caucho). La acción de tornillo del rotor hace avanzar el agua por la bomba y hasta el tubo de descarga. Las bombas helicoidales son de baja capacidad y elevada altura de aspiración. Pueden utilizarse en pozos de más de 4 in de diámetro interior.

Las **bombas rotatorias** también son del tipo de desplazamiento. Tienen una cámara fija dentro de la cual giran engranajes, aspas, levas o pistones con tolerancias muy precisas. Estas bombas tienen eficiencia casi constante con carga hidráulica parcial. La eficiencia a plena carga está entre 50 y 85%. Debido a las tolerancias tan reducidas, sólo pueden usarse con agua libre de sedimentos.

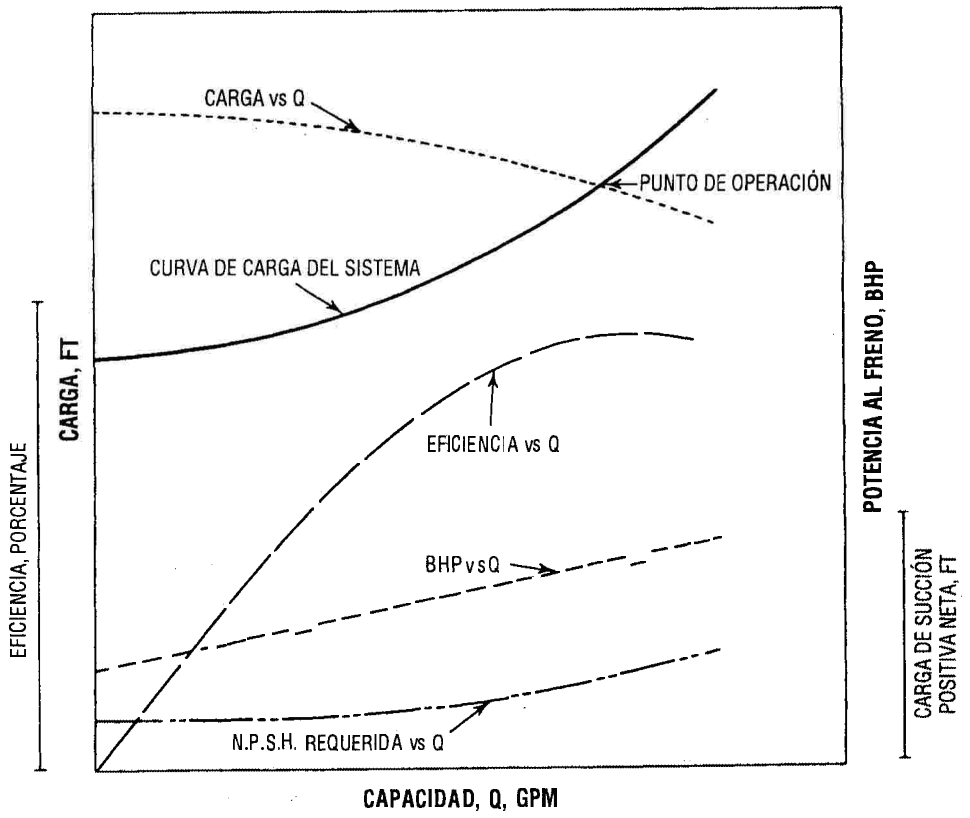


Figura 21.89 Curvas utilizadas en la selección de una bomba centrífuga.

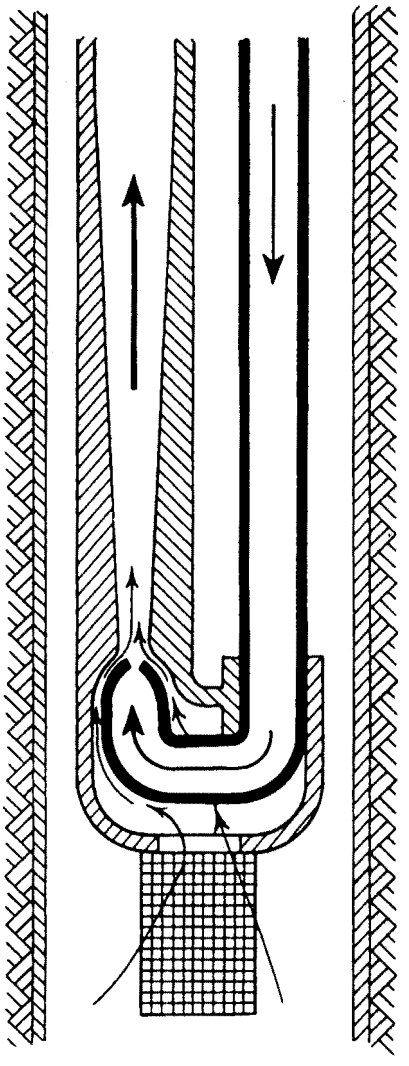


Figura 21.90 Corte de una bomba de chorro (simplificada).

Las **bombas aspirantes e impelentes**, manuales o con motor, utilizan la acción de un pistón para mover el agua. Su uso en la actualidad es para aplicaciones con pequeña capacidad y poca altura de aspiración.

Las **bombas elevadoras por aire** generan la elevación con el uso de burbujas de aire para disminuir el peso específico de la columna de agua en el tubo de descarga, a menos del peso del agua circundante en el pozo. Esto crea una presión diferencial, que obliga al agua a salir del pozo. Las bombas elevadoras por aire son las más sencillas y libres de problemas de todas las bombas para pozos, porque no tienen partes movibles sumergidas. Pueden utilizarse en cualquier pozo, pero tienen la desventaja de una eficiencia menor al 50%.

La **velocidad específica**, N_s, es muy utilizada como criterio para la selección de bombas. Es la velocidad del impulsor que corresponde a una descarga de 1 gal por min con 1 ft de carga hidráulica para el diseño de máxima eficiencia.

$$N_s = nQ^{1/2}H^{-3/4} \qquad (21.148)$$

donde n = velocidad del impulsor, en rpm

Q = descarga, en gal/min

H = carga hidráulica, en ft

Las velocidades específicas N_s más favorables para las bombas de flujo radial (centrífugas) son de 1500 a 4100. Para N_s entre 4100 y 7500, deben usarse bombas de flujo mixto que tengan características radiales y axiales y, para N_s mayor de 7500, se utilizan bombas de flujo axial (hélice).

Las **bombas para pozo poco profundo** tienen los motores e impulsores al nivel del suelo, por lo cual toda la elevación es por succión. Como la elevación excesiva por succión ocasiona cavitación, su elevación está limitada por la presión atmosférica y por la carga de velocidad en el impulsor, la cual es una función de la velocidad específica. Al nivel del mar, la elevación práctica máxima para bombas de pozo poco profundo es de unos 25 ft.

Las **bombas de pozo profundo** tienen los impulsores lo bastante cercanos a la superficie del agua, para eliminar la cavitación. El motor puede estar al nivel del suelo con un eje largo que lo conecte con los impulsores o puede estar en el fondo del pozo, debajo de los impulsores y directamente adyacente a ellos. El primer tipo se llama *bomba de turbina para pozo profundo* y el segundo, *bomba sumergida*. Las bombas de turbina para pozo profundo sólo pueden utilizarse en pozos que estén rectos. El eje o flecha de la bomba está soportado a intervalos de unos 10 ft por chumaceras de hule o metálicas, lubricadas por agua o por aceite, respectivamente. Si se arrastra arena con el agua, puede utilizarse una bomba de flecha encerrada o sumergida, para evitar daños a las chumaceras. Las bombas sumergidas pueden emplearse en pozos que no estén rectos. Otras ventajas incluyen la facilidad de aumentar la profundidad del pozo y su funcionamiento silencioso. Una desventaja es que los motores son muy difíciles de alcanzar para repararlos.

(I. J. Karassik, et al., *Pump Handbook*, 2nd ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.58 Válvulas

En las instalaciones hidráulicas se utilizan muchos tipos de válvulas. Éstas se clasifican según la función que desempeñan. Las dos clasificaciones principales de las válvulas para agua resultan de su función según sean aisladoras y de control.

Las válvulas aisladoras se utilizan para separar o aislar secciones de tubo, bombas y aparatos de control, del resto del sistema para su inspección y reparación. Los tipos principales de válvulas aisladoras son de compuerta, émbolo, esclusa y mariposa.

Una válvula de control se usa normalmente para el control continuo de presiones y flujos. Las válvulas *check*, aguja, globo, de alivio de aire, reguladoras de presión, de alivio de presión y de altitud se consideran por lo general como válvulas de control.

Las **válvulas de compuerta** son las válvulas de aismiento de mayor uso en los sistemas de distribución, principalmente por su bajo costo, disponibilidad y baja pérdida de carga cuando están abiertas totalmente. Tienen un valor limitado como válvula de control o de reducción, por el desgaste del asiento y la desviación y traqueteo del disco de la compuerta aguas abajo. Además, el área abierta y el volumen de circulación por la válvula no son proporcionales al porcentaje de apertura de la válvula, en apertura parcial. La corrosión, la acumulación de sólidos, la formación de tubérculos, las grandes diferencias en presión y la expansión térmica, producen dificultades para abrir las válvulas de compuerta normalmente cerradas o al cerrar las válvulas de compuerta normalmente abiertas. La inspección y operación periódica de las válvulas que funcionan con poca frecuencia evitan muchas dificultades en su operación. Algunas válvulas de compuerta de tamaño grande tienen operadores con engranajes de reducción, para permitir su accionamiento manual. Las válvulas muy grandes tienen operadores hidráulicos y eléctricos.

Una **válvula de émbolo** puede utilizarse tanto para aislamiento como para control. Consiste en un émbolo cilíndrico (con una ranura rectangular o un orificio circular), colocado en un asiento cilíndrico, con ajuste muy preciso, perpendicular a la dirección del flujo. Las válvulas de cono y esféricas son tipos especiales de válvulas de émbolo. Las válvulas de émbolo, cono y esféricas, pueden cerrarse o abrirse por completo con una rotación de 90° del émbolo. Las válvulas pueden ser lubricadas o no (las válvulas grandes de hierro tienen lubricación). Para la operación de las válvulas de tamaño muy grande, se utilizan operadores hidráulicos o eléctricos. Las válvulas pequeñas se utilizan para aislamiento en conexiones para servicio doméstico y comercial y se llaman válvulas de servicio, de toma o municipales. Por lo general, como el medidor no está directamente adyacente al tubo de distribución, se usan tres válvulas: una en la conexión para servicio, otra justo aguas arriba del medidor y la tercera entre el medidor y la tubería de servicio al consumidor. Las válvulas de émbolo y de cono también se utilizan para reducción y corte a control remoto. Las ventajas principales de las válvulas de émbolo son la baja pérdida de carga, autolubricación, operación fácil y rápida, incluso en presencia de presiones desiguales a través de la válvula, pero estas válvulas son más costosas que las de compuerta, globo y mariposa.

Las **válvulas de mariposa** pueden usarse para regulación y aislamiento. El mecanismo de la válvula de mariposa consta de un disco delgado con un pivote en una flecha o vástago horizontal. El disco gira al aplicar una potencia ya sea manual o con un motor por medio de un reductor de engranajes. La sencillez de construcción y su operación rápida y fácil son las razones por las cuales han reemplazado a las válvulas de compuerta en muchos lugares. En Los Angeles, se han reemplazado muchas en las torres de los estanques, válvulas de mariposa con asientos de metal resistentes a la corrosión, de hule o de neopreno. Una desventaja de las válvulas de mariposa es su costo más alto en relación con las de esclusa o compuerta.

Las **válvulas de esclusa** se usan principalmente en los lados de las torres de control de los estanques y en estructuras en canales, en donde la presión en un lado de la compuerta ayuda a mantenerla asentada y evita fugas de agua. Las dificultades con las fugas y la corrosión de los bastidores y vástagos de la esclusa son las principales desventajas de las válvulas de esclusa. Su bajo costo inicial y la facilidad de operación en canales abiertos son sus ventajas principales.

Las **válvulas de aguja** tienen una aguja de forma especial que ajusta en un orificio pequeño con un asiento maquinado a alta precisión. Las válvulas de

aguja se utilizan para el control exacto de la circulación de agua, debido a que es necesario un gran movimiento de la aguja antes que ocurra cualquier cambio mesurable en el flujo. Las válvulas de aguja no se utilizan para aislamiento, debido a la gran pérdida de carga hidrostática al pasar el agua por el orificio pequeño. Las válvulas de aguja de tamaño grande se utilizan para regular el flujo con cargas elevadas, como la descarga de los embalses. Los tres tipos más comunes de válvulas de aguja son interior con diferencial, de tubo y de chorro hueco.

Las **válvulas de globo** suelen ser de tamaño pequeño para usos en instalaciones domésticas. El mecanismo de la válvula consiste en un disco accionado por un tornillo que se empuja hacia abajo contra un asiento circular. Debido a las grandes pérdidas de carga, las válvulas de globo rara vez se usan para aislamiento; más bien se utilizan para regular la presión en los sistemas de distribución de agua. Muchas válvulas automáticas de control, como las válvulas reguladoras de presión y altura, retención y alivio, tienen cuerpos en forma de globo con diversos tipos de mecanismo de control.

Las **válvulas reguladoras de presión** se utilizan para reducir en forma automática las presiones. Una válvula de descarga de aire y de entrada sirve para el doble fin de permitir que el aire escape o entre a una tubería. El aire que se acumula en los puntos altos en un tubo entorpece la circulación del agua y debe dejarse escapar a través de una válvula de desahogo de aire en ese lugar. Además, al extraer el agua de puntos bajos en una tubería puede ocasionar presiones negativas en los lugares más altos y que falle el tubo. Se deja entrar el aire a través de la válvula de desahogo y de entrada de aire en los puntos altos, para evitarlo.

Se utilizan **válvulas de alivio** para liberar exceso de presión en un espacio cerrado. Es frecuente que estas presiones excesivas sean ocasionadas por el cierre repentino de una válvula.

Las **válvulas de altitud** se utilizan para controlar el nivel del agua en depósitos elevados. Un control accionado por la presión cierra la válvula de altitud, cuando está lleno el tanque, y la abre para permitir que salga el agua del tanque cuando se reduce la presión debajo de la válvula.

Las **válvulas de retención (check)** se utilizan en las tuberías para permitir sólo flujo unidireccional. Las válvulas de retención colocadas en los tubos de succión de las bombas centrífugas se llaman válvulas de aspiración o de ft. Estas válvulas mantienen el agua en el tubo de succión y la carcasa de la bomba, a fin de que la bomba no necesite cebado manual al arranque. La válvula de retención más común es la de tipo oscilante o de charnela.

21.59 Hidrantes para incendios

Un hidrante para incendio consta de un barril de hierro fundido y una válvula de compuerta o de compresión que conecta el barril con la tubería principal. Normalmente, hay dos o más conexiones para manguera en el barril sobre la superficie del piso. Por lo general, se requiere una válvula de compuerta adicional entre el hidrante y la tubería para reparación del hidrante.

El número de conexiones de 2½ in para mangueras en un hidrante determina su clase. Por ejemplo, un hidrante con dos conexiones se denomina hidrante de dos vías o bocas.

En EU las normas para la construcción de hidrantes para incendio han sido establecidas por la American Water Works Association y la American Insurance Association. Estas normas relacionan el diámetro de barril con el tamaño de la abertura de la válvula principal. Se requiere por lo menos un barril, de 4 in de diámetro para hidrantes de dos bocas, de 5 in para un hidrante de tres bocas y de 6 in para un hidrante de cuatro bocas. En el hidrante se requiere un mínimo de dos conexiones para manguera. Cuando es necesario usar carros bomba para tener una presión adecuada, debe incluirse una conexión más grande de salida a la bomba, la cual puede tomar el lugar de una de las conexiones para manguera de 2½ in. El diámetro mínimo permisible para la conexión de tubo entre la tubería principal y el hidrante es de 6 in.

Los hidrantes para incendio son del tipo de barril seco o húmedo, según la ubicación de la válvula principal en el hidrante. La válvula principal en el tipo de barril seco debe estar colocada más abajo de la línea de congelación. Cuando la válvula está cerrada, debe abrirse un dren para evitar la congelación del agua en el barril. El hidrante del tipo de barril húmedo o California tiene la válvula principal colocada cerca de las conexiones para las mangueras. Muchos hidrantes tienen una junta de seguridad sobre la superficie del suelo para poder desmontar la parte superior del barril con una pérdida mínima de agua.

La American Insurance Association ha seleccionado conexiones para manguera de 3⅛ in de diámetro con 7 ½ roscas por pulgada como norma para poder intercambiar el equipo contra incendios entre ciudades.

Las pérdidas por fricción no deben exceder de 2½ psi en un hidrante y de 5 psi entre el tubo principal y la salida, cuando el gasto es de 600 gal/min.

21.60 Medidores

Los medidores se clasifican como de velocidad o de desplazamiento. Los de velocidad miden la velocidad de flujo ya sea directamente con medidores de corriente, o bien, en forma indirecta, como dispositivos del tipo venturi y se calibran para dar indicación directa del gasto. Los medidores del tipo de velocidad se aplican para medir flujos en corriente, ríos y tubos grandes, como las tuberías troncales de los sistemas de distribución. Los medidores del tipo de desplazamiento indican en forma directa el gasto, porque registran e integran el volumen al cual se llena y vacía su cámara medidora. Los medidores de peso también son del tipo de desplazamiento pero se utilizan básicamente en laboratorios. Los medidores de desplazamiento se utilizan para caudales pequeños en sistemas de distribución, como en tomas individuales de los consumidores.

Los criterios para seleccionar el tipo de medidor de agua incluye su exactitud y cantidad de medición, pérdida de carga hidráulica a lo largo del medidor, durabilidad, sencillez y facilidad de reparaciones y el costo.

Medidores del tipo de velocidad ■ Los medidores del tipo venturi, o sus modificaciones son los más comunes en el tipo de velocidad. Estos medidores producen una caída regular y predecible en la pendiente hidráulica, que está relacionada con el gasto. En la figura 21.91 se ilustran tres medidores que funcionan con este principio y son de venturi, chiflón y placa con orificio.

Se instalan aspas enderezadoras aguas arriba de éstos y otros medidores del tipo de velocidad, si el tubo tiene longitud insuficiente para eliminar los componentes del flujo helicoidal ocasionados por vueltas y otras conexiones.

El medidor estándar de venturi (Fig. 21.93*a*) se construye para tener un aparato con mínima pérdida de carga. Como la mayor parte de la pérdida está en relación con la sección difusora, su ángulo es el principal factor para determinar la pérdida de carga.

El flujo en un medidor de venturi se obtiene con

$$Q = cKd_2^2\sqrt{h_1 - h_2} \qquad (21.149)$$

$$K = \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{2g}{1-(d_2/d_1)^2}} \qquad (21.150)$$

donde Q = gasto, en ft^3/s

c = coeficiente empírico de descarga, dependiente de la velocidad y diámetro en la garganta

d_1 = diámetro de la sección principal, en ft

d_2 = diámetro de la garganta, en ft

h_1 = presión en la sección principal, en ft de agua

h_2 = presión en la sección de garganta, en ft de agua

(Para los valores de c y K para diversos diámetros de garganta y velocidades, véase E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, 6th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

Igual que en los medidores de venturi, los flujos en los medidores de tobera y de placa con orificio se calculan a partir de la diferencia en presión a través del medidor. Los medidores de tobera y de placa con orificios se utilizan cuando la conservación de la carga hidráulica no es muy importante o cuando se desea disipación de ella.

Los medidores de corriente constan de una hélice o de una serie de tazas o paletas montadas en un eje que está libre para girar con la acción del agua en circulación. El tipo de hélice tiene su eje de rotación horizontal y no dará una medición exacta salvo que la velocidad de la corriente sea paralela a su eje de rotación. El medidor del tipo taza, llamado medidor Price, tiene un eje vertical de rotación y mide las corrientes en las cuales la velocidad es en cualquier dirección en un plano horizontal. No obstante, las componentes de velocidad vertical, que no afectan a los medidores de hélice, hacen que el medidor Price indique velocidades superiores a las reales. Un chasquido, producido al cerrar y abrir un contacto eléctrico y que se capta con audífonos, indica la velocidad de rotación del medidor. El chas-

quido ocurre una vez cada revolución o una vez cada cinco revoluciones. Los medidores de corriente se usan casi exclusivamente para flujos en cauces o canales aunque, a veces, es sustituido por un medidor del tipo venturi en tubos.

Medidores de tipo de desplazamiento ■ Pueden ser de émbolo, rotatorios o de disco inclinable. El disco se usa, con exclusión de los otros dos tipos, para tomas de servicio doméstico. Su uso tan generalizado surge de la sencillez de construcción y de su exactitud durante un largo tiempo. El medidor de disco inclinable, deriva su nombre del movimiento de inclinación del disco, que es similar al de un trompo antes que se detenga. El disco se mantiene en movimiento por los volúmenes sucesivos de agua que entra encima y debajo de él. Para el disco se utiliza un hule duro que se ablanda a altas temperaturas; por ello, se requiere un dispositivo para evitar la circulación inversa entre un medidor de disco inclinable o de nutación y un calentador de agua. El error de los medidores de disco de nutación es de alrededor de 1.5% dentro de los límites normales de flujo.

Los **medidores múltiples** contienen medidores separados para caudales alto y bajo. Suelen ser un

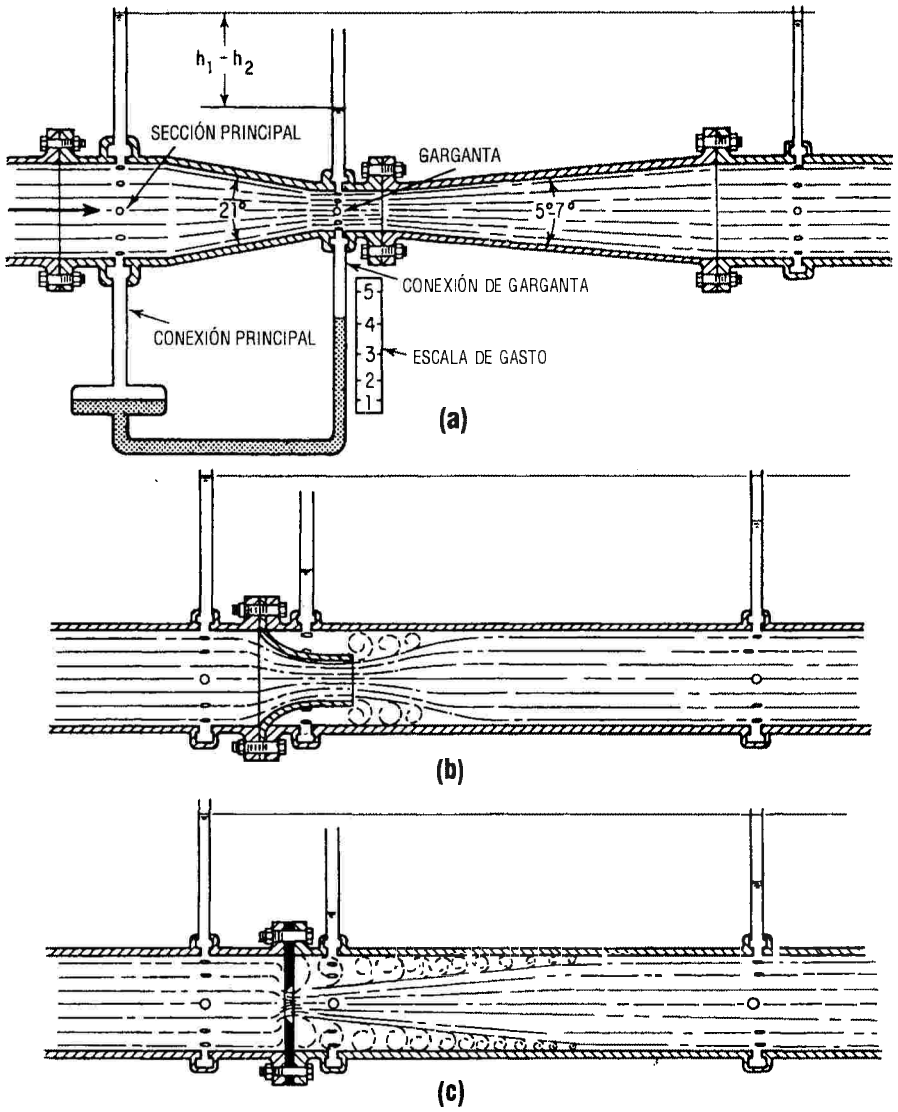


Figura 21.91 Medidores del tipo de venturi: (*a*) medidor estándar de venturi; (*b*) medidor de boquilla; (*c*) medidor de placa con orificio.

medidor de disco inclinable y uno de corriente del tipo de hélice, respectivamente. Un detector automático de presión dirige el flujo a través del medidor correspondiente.

21.61 Tarifas del agua

Los intereses de los consumidores privados y públicos pueden atenderse mejor con sistemas de suministro de aguas autosostenidos, del tipo de empresa de servicios públicos. Las tarifas cobradas para financiar estos servicios deben basarse en principios bien aceptados de ingeniería y económicos, y diseñarse con el propósito de evitar la discriminación entre los consumidores. Los ingresos brutos deben cubrir los tipos de gastos de operación y mantenimiento, los cargos fijos sobre la inversión de capital y el crecimiento del sistema. Las facturaciones de agua deben basarse en las lecturas de los medidores y en algún cargo o cuota fija aplicable. Las estructuras de las tarifas típicas están basadas en la demanda, factores de carga, uso para incendio, volúmenes máximos de uso y conceptos similares. El sistema de contabilidad debe cumplir con las normas contables y legales establecidas para el tipo de empresa de servicios públicos.

Las **tarifas** más usadas son: cuota fija, tarifa escalonada y tarifa por consumo.

La *cuota fija* es una cuota mensual o trimestral que no varía según la cantidad de agua consumida. Este tipo de tarifa estimula el desperdicio. Aunque se utiliza en comunidades pequeñas en que el servicio no está medido, la cuota fija va cayendo en desuso.

Con *la tarifa escalonada* se carga a los consumidores una tarifa por mil galones de agua consumida. La tarifa que paga el cliente se reduce conforme aumenta el consumo. La principal objeción a este método es que un consumidor que usa un poco menos de agua de la del punto de cambio de tarifa pagará más que el consumidor que excede un poco de ese punto.

La *tarifa por consumo* consiste en una tarifa para el primer volumen de agua utilizada por periodo de facturación y en tarifas más bajas para volúmenes o bloques adicionales. Este tipo de tarifa tiende a reducir el desperdicio, pero no restringe el uso sin necesidad. Las tarifas escalonadas y por consumo pueden tener, además, un cargo fijo mensual adicional.

Al establecer un sistema de tarifas, el administrador del sistema debe considerar los siguientes factores: 1) costo de las instalaciones para captación, productos químicos para tratamiento, energía para bombeo y, cuando sea aplicable, la compra del agua a un mayorista; 2) costo de las instalaciones para distribución y tratamiento; 3) costo, incluido el de lectura de medidores y facturación, para el servicio a cada consumidor individual. El componente 1 de costo, llamado componente de instalación, depende directamente del uso total y, por tanto, debe distribuirse por igual a toda el agua vendida. El componente 2 del costo, llamado componente de demanda, depende del consumo máximo de un consumidor. Si el uso de un consumidor es de cero durante las horas pico, no afectará en forma apreciable el costo o el diseño de las instalaciones para distribución. Como las demandas en hora pico rigen el diseño de un sistema de distribución, éste es un buen criterio para asignar los costos de distribución. Se ha reconocido que en zonas residenciales, en donde se encuentra la mayoría de los usuarios pequeños tienen proporciones muy altas entre la demanda pico y el uso total y, por tanto, deben pagar una parte mayor del componente de demanda. Pero las tarifas escalonadas y por consumo intentan distribuir este costo al usuario con el cobro de una tarifa más alta que el primer volumen de agua y tarifas decrecientes con el aumento de consumo. En la mayor parte de los sistemas de distribución, una gran parte del componente de demanda se aplica al servicio contra incendios. La parte asignada al servicio contra incendio se paga con los impuestos. El componente 3 del costo, llamado componente del consumidor, se distribuye entre los consumidores con un cargo mensual fijo por servicio, que depende del tamaño del servicio y suele ser un cargo pequeño.

Plantas hidroeléctricas y represas

Las plantas hidroeléctricas, que generan energía eléctrica a partir del agua que cae una distancia vertical suficiente para accionar turbinas hidráulicas grandes, suministran una parte considerable de la energía eléctrica que se consume en Estados Unidos. La generación hidroeléctrica es una atractiva fuente de energía porque es recurso renovable y no consume agua. Una planta hidroeléctrica típica está formada por una represa para desviar o almacenar agua de un río o arroyo; canales, túneles, conductos forzados de toma y un depósito de carga antes de la

tubería forzada para llevar el agua a las turbinas; galería de descarga, túnel o canal de desagüe para llevar las aguas corriente abajo al río o arroyo; turbinas y gobernadores; generadores y excitadores; equipo como son dispositivos y reguladores de protección; un edificio para alojar la maquinaria y equipo; y transformadores, equipo de conmutación y líneas de transmisión para llevar la energía producida a centros de carga para su distribución a consumidores.

21.62 Generación de energía hidroeléctrica

La energía hidroeléctrica es la energía obtenida mediante la conversión de energía potencial y cinética del agua. La energía potencial de un volumen de agua es el producto de su peso y la distancia vertical a la que puede caer:

$$PE = WS \tag{21.151}$$

donde PE = energía potencial
W = peso total de agua
Z = distancia vertical a la que puede caer el agua

Como la energía cinética de la fuente de suministro es muy pequeña o cero en la mayor parte de las instalaciones *hidroeléctricas,* el término de energía cinética no aparece en las fórmulas para potencia.

La potencia es la tasa o rapidez con la cual se produce o utiliza la energía

1 caballo de potencia (hp) = 550 lb · ft por segundo

1 kilowatt (kW) = 738 lb · ft por segundo

1 hp = 0.746 kW

1 kW = 1.341 hp

La potencia obtenida en un flujo de agua puede calcularse con:

$$\text{hp} = \frac{\eta Qwh}{550} = \frac{\eta Qh}{8.8} \tag{21.152a}$$

$$\text{kW} = \frac{\eta Qwh}{738} = \frac{\eta Qh}{11.8} \tag{21.152b}$$

donde kW = kilowatts
hp = caballos de potencia
Q = gasto, en ft^3/s
W = peso unitario del agua = 62.4 lb/ft^3
h = carga hidráulica efectiva = diferencia total en elevación, menos pérdidas debidas a fricción y turbulencia, en ft
η = eficiencia de la turbina y del generador

Las plantas hidroeléctricas pueden clasificarse sobre la base de la capacidad del embalse y de su uso como plantas sin almacenamiento, plantas con carga hidráulica base, plantas con almacenamiento y plantas para demanda máxima o carga pico.

Planta sin almacenamiento ■ Este tipo de planta no tiene almacenamiento. La generación depende por completo del caudal del río. Una planta de este tipo suele construirse para algún otro fin, por ejemplo navegación, y la producción de energía es accesoria.

Los aspectos económicos de las plantas sin almacenamiento dependen por completo del caudal mínimo del río. Si el caudal mínimo es muy reducido, es necesaria una inversión en plantas termoeléctricas para suministrar energía eléctrica adicional durante los periodos de estiaje. Por tanto, el valor de esta planta sólo es el del ahorro de combustible que se requeriría en una termoeléctrica.

Planta de energía firme o base ■ Este tipo también es sin almacenamiento, pero se encuentra sobre un río que ofrece un caudal mínimo capaz de abastecer la demanda de energía eléctrica sin instalaciones termoeléctricas adicionales. La capacidad segura de la planta se establece a menos del caudal mínimo esperado en el río. Este tipo de planta sólo utiliza una pequeña parte del caudal del río; no sólo debe pasar los grandes caudales estacionales, sino también el agua no aprovechable en las horas de baja demanda.

El costo de una planta de energía base puede compararse con el costo de la termoeléctrica que se necesita para abastecer la demanda si no hubiera generación hidráulica.

Planta con almacenamiento ■ Una pequeña cantidad de almacenamiento puede aumentar

mucho la capacidad segura de una hidroeléctrica. El agua que no se requiere para generación durante las horas de poca demanda de energía puede almacenarse para la generación en los periodos de demanda máxima o pico.

El almacenamiento puede disponerse para ciclos diarios, semanario o estacional. Para el ciclo diario, la capacidad requerida del embalse es menor que la del caudal diario del río. Para el ciclo semanal, se almacena el caudal durante los periodos de poca demanda durante los fines de semana, a fin de dar capacidad adicional para los periodos pico. En el ciclo estacional, se almacenan las grandes crecientes para usarse durante el estiaje. El almacenamiento para uso estacional requiere muchas veces más almacenamiento que para el ciclo diario o semanal y, por tanto, puede ser antieconómico, salvo que el embalse sea para muchos usos. Entonces, parte de su costo puede sufragarse con proyectos para control de inundaciones o para riego.

Plantas para demanda máxima ■ La demanda de energía en un sistema eléctrico fluctúa desde un máximo durante el día hasta un mínimo durante la noche. Según el tamaño de la planta y del tipo de consumidores, la demanda pico puede ser varias veces de la magnitud de las demandas bajas en la noche. Estas fluctuaciones en la demanda requieren instalaciones generadoras en las cuales su plena capacidad se utilice sólo unas horas al día, en los periodos de máxima demanda de energía (Fig. 21.92).

El **factor de capacidad** es el porcentaje del tiempo en que se usa la máxima capacidad de la planta o la relación entre la energía eléctrica promedio producida y la capacidad de la planta. Puede calcularse sobre bases diarias, semanal o anual.

Las plantas hidroeléctricas utilizadas para suministrar energía en los periodos de demanda máxima se llaman plantas para demanda máxima o demanda pico. Las plantas para demanda máxima son con almacenamiento y bombeo, y plantas con almacenamiento.

Si se planea suficiente capacidad de generación y almacenamiento de reserva para una planta sin almacenamiento, sólo se requiere una dotación pe-

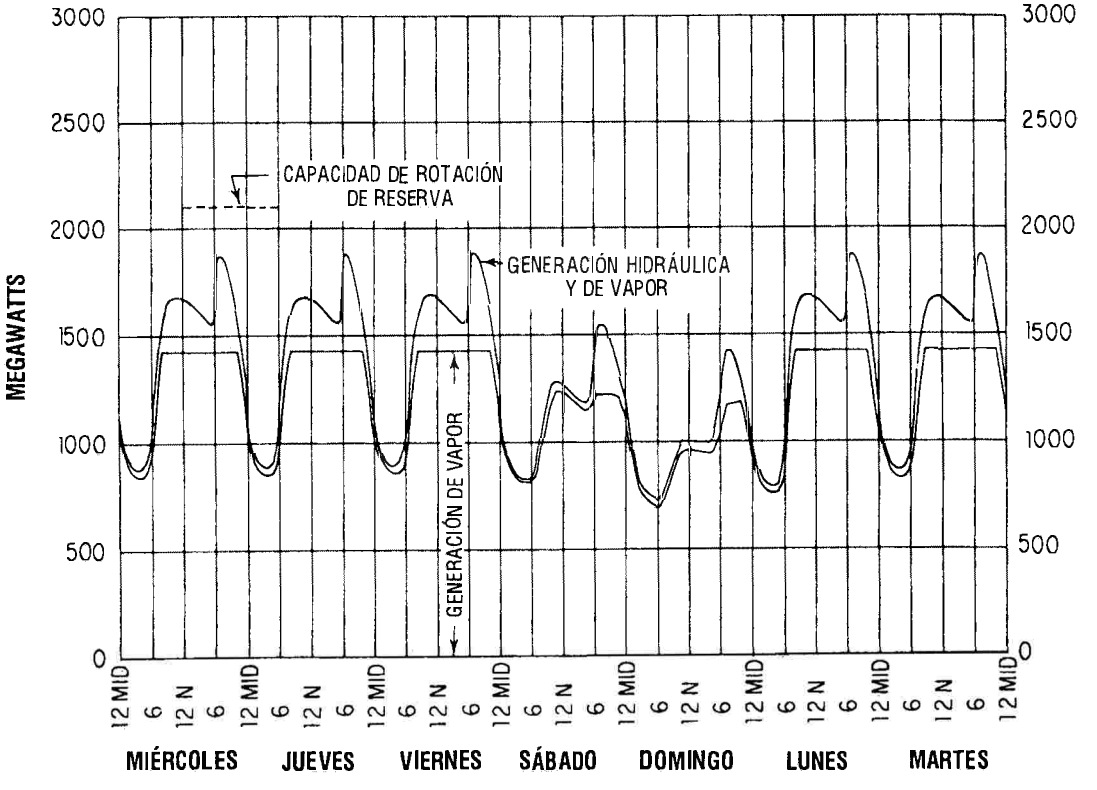


Figura 21.92 Curva de energía diaria para plantas generadoras. (*Department of Water and Power, Los Angeles, Calif.*)

queña de agua para producir una elevada capacidad generadora durante unas horas. Esto permite que en una instalación grande se utilice un equipo termoeléctrico con elevado factor de planta que es más eficiente y satisfaga las demandas máximas con las plantas hidroeléctricas.

Almacenamiento con bombeo ■ Éste permite almacenar grandes cantidades de agua para generar energía en los periodos en que hay exceso de capacidad disponible, para uso en el futuro. El agua se bombea desde un depósito a un nivel bajo hasta uno a nivel más alto con potencia termoeléctrica o con la planta hidroeléctrica para energía base cuando la demanda es baja. Cuando se necesita, el agua almacenada genera energía al circular por la tubería hacia el depósito a nivel bajo. Debido a la pérdida por fricción en una tubería de presión y a las pérdidas debidas al porcentaje de eficiencia de las bombas y las turbinas, sólo se recuperan las dos terceras partes de la energía utilizada para bombear el agua.

El balance de la energía entre el bombeo y la generación puede hacerse sobre una base diaria o semanal. Pero, como el ciclo semanal requiere varias veces más capacidad de abastecimiento que el ciclo diario, el ciclo semanal no suele resultar muy económico.

Cuando el almacenamiento con bombeo se hace funcionar con un elevado factor de capacidad para transferir grandes cantidades de energía eléctrica entre periodos normales y demanda pico, la pérdida de energía puede hacerlo antieconómico. Esta pérdida de energía indeseable del almacenamiento con bombeo se contrarresta cuando se utiliza como capacidad de reserva.

Los sistemas eléctricos modernos requieren lo que se llama *capacidad de reserva conectada y lista para la carga*, que es una capacidad superior a la necesidad para abastecer la demanda máxima esperada, lista en cualquier momento para generar energía en caso de falla de un equipo generador o de una demanda anormal imprevista. Muchas empresas productoras de electricidad tienen una capacidad de esta reserva igual que el tamaño de su unidad generadora individual más grande, o un 15% de la demanda máxima (Fig. 21.94).

(V. J. Zipparo and H. Hasen, *Davis', Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.63 Represas

Las represas o cortinas se clasifican según el tipo de material de construcción o del método utilizado para resistir la presión del agua. Las clasificaciones principales son de gravedad, de arco, de contrafuerte, de tierra y de enrocamiento.

Las **represas o cortinas de gravedad** son cortinas de concreto o de mampostería que resisten las fuerzas que actúan en ellas enteramente debido a su peso. En la figura 21.93 se ilustran las fuerzas que actúan en una cortina de gravedad típica. La fuerza más grande suele ser la fuerza hidrostática F_1 del agua. Su distribución es triangular y varía desde cero en la superficie hasta la fuerza hidrostática total en el fondo. La fuerza F_2 representa la presión de los sedimentos, a causa de la acumulación de sedimentos en la base de la cortina. Esta presión de sedimentos puede calcularse con la teoría de Rankine para la presión de suelo, utilizando el peso sumergido de los sedimentos.

La fuerza F_3 representa la presión del hielo contra la cara de la cortina. En los climas muy fríos, el hielo que se forma en la superficie del embalse o vaso se expande cuando aumenta la temperatura y ejerce una fuerza sobre la parte superior de la cortina. En el pasado, se utilizaron presiones de hielo hasta de 50 000 psf en el diseño de las cortinas en regiones muy frías; en la actualidad se ha encontrado que esos valores son demasiado altos. Un método para calcular estas fuerzas, expuesto por Edwin Rose, da valores que van de 2000 a 10 000 psf, según la rapidez de aumento de temperatura y las restricciones en los bordes del embalse. (E. Rose, *Thrust Exerted by Expanding Ice*, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, May 1946.)

Prácticamente todas las regiones de Estados Unidos sufren temblores de tierra de intensidad variable. Los sismos ocasionan aceleraciones verticales y horizontales de la tierra, las cuales crean fuerzas en un objeto que descansa sobre ella. La magnitud de estas fuerzas es igual que la masa del objetivo multiplicada por la aceleración del sismo. Estas aceleraciones ocurren en todas las direcciones, y por tanto, el efecto de las fuerzas deben analizarse para todas las direcciones. La mayor parte de las cortinas en las zonas sísmicas en Estados Unidos se han diseñado para una aceleración igual a 0.1 g, en donde g es la aceleración debida a la gravedad. El efecto de la aceleración sobre la cortina se representa en la figura 21.93 con las fuerzas F_4 y F_5. La fuerza F_6 representa

la fuerza de inercia del agua contra la cara de la cortina. Von Karman desarrolló una aproximación muy cercana a estas fuerzas, dada por la ecuación (21.153). (*Pressure on Dams During Earthquakes*, análisis de Von Karman, Transactions of the American Society of Civil Engineers. Vol. 98, pág. 434, 1933.)

$$F_6 = 0.555awh^2 \qquad (21.153)$$

donde w = peso específico del agua, en lb/ft^3

a = aceleración debida al sismo, en ft/s^2

h = profundidad del agua aguas arriba de la cortina, en ft

La fuerza F_6 actúa en un punto a $0.425h$ encima de la base.

La fuerza F_7 se debe al peso del agua sobre una cara inclinada. Las cortinas de gravedad suelen tener una cara inclinada aguas arriba, para facilitar la construcción.

La fuerza F_8 es la fuerza ascendente que actúa sobre la superficie inferior de cualquier sección tomada a través de la cortina o debajo de la base de la cortina. Esta subpresión la ocasiona la filtración del agua por lo poros o imperfecciones en los cimientos, o por juntas de construcción de ligado imperfecto en el concreto o la mampostería. Antes se suponía que, debido al contacto de apoyo, esta subpresión actuaba sólo sobre algún porcentaje del área total. No obstante, la teoría es que la subpresión actúa sobre el 100% del área de la base.

Un proceso para reducir las subpresiones, requiere lechadear a lo largo del talón y el uso de drenes detrás de la lechada. Cuando la base no tiene drenes, se supone que la subpresión varía en forma lineal entre una vez y media la presión hidrostática total en el talón y la presión total de agua en la descarga en la línea de base aguas abajo.

La fuerza F_9 representa el peso de la cortina. Actúa en el centroide del área de la sección transversal de la cortina.

La suma de las fuerzas verticales y de los momentos en torno a cualquier punto dan la presión sobre los cimientos. La presión sobre los cimientos en el talón de la cortina debe ser de compresión. Por tanto, la resultante de todas las fuerzas que actúan sobre la cortina debe quedar dentro del tercio medio de la base de la cortina.

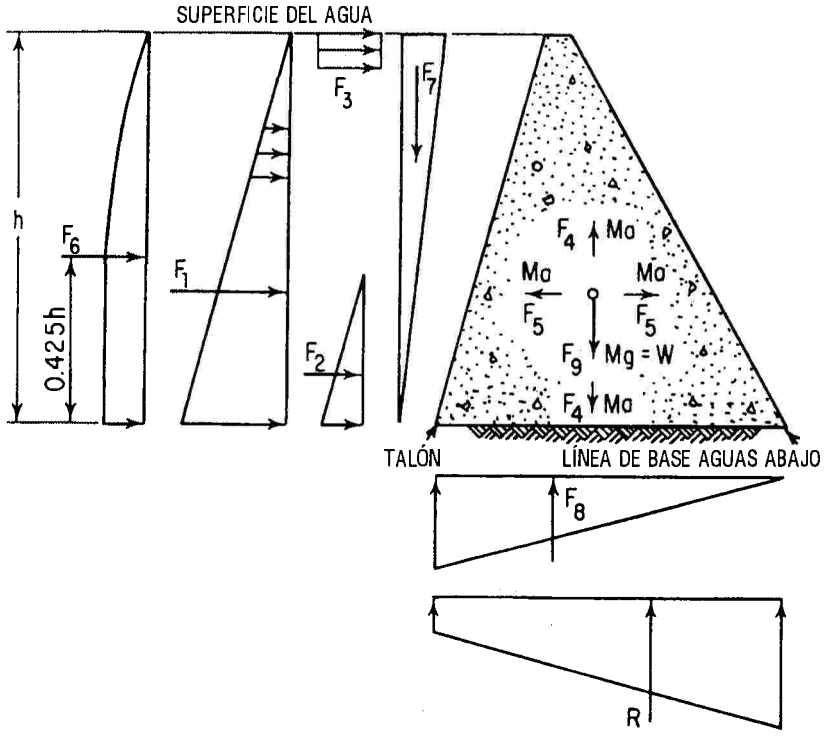


Figura 21.93 Fuerzas que actúan en una cortina de gravedad de concreto.

Los posibles modos básicos de falla de una cortina de gravedad son por desplazamientos a lo largo de un plano horizontal, volteo por giro en torno a la línea base aguas abajo o por falta del material de los cimientos. Los dos primeros dependen, en forma principal, de la sección de la cortina, mientras que el tercero depende tanto de la sección como del material de los cimientos.

Las cortinas de gravedad pueden construirse sobre cimientos de tierra, pero su altura en estos casos ha estado limitada a 65 ft. La razón principal por la cual se utilizan las cortinas de gravedad es que pueden dejar pasar grandes caudales de crecidas o avenidas sobre la cresta sin daños. Su costo inicial y su costo de mantenimiento suelen ser mayores que los de las cortinas de tierra o de enrocamiento de altura y longitud de cresta comparables.

Las **cortinas de arco** son presas de concreto que soportan la fuerza del agua por medio de la acción del arco. Los esfuerzos en una cortina de arco se pueden determinar con computadoras por el método de elemento finito o por un método aproximado en el que la fuerza del agua se divide entre los elementos: una serie de arcos horizontales que van de estribo a estribo y una serie de voladizos verticales que están fijos en la cimentación. La distribución de carga entre los arcos y los voladizos se determina por tanteos con el método de carga. Primero, se supone una división de la carga y se calculan las deflexiones de los arcos y los voladizos. La flexión de un arco en cualquier punto debe ser igual que la flexión del voladizo en el mismo punto. Si las flexiones son iguales, se supone una nueva división de carga y se vuelven a calcular las flexiones. Se continúa este proceso hasta que se obtienen flexiones iguales.

Las fuerzas externas que deben resistir una cortina de arco son básicamente las mismas que en una cortina de gravedad; no obstante, su importancia relativa es muy diferente. En las cortinas de arco, la subpresión no es tan importante, pero las cargas del hielo y los esfuerzos térmicos son muchos más críticos. Las presas de arco requieren menos concreto que las presas de gravedad y suelen tener un costo inicial más bajo. No son adecuadas en muchos sitios porque deben ubicarse en una garganta un tanto estrecha, soportadas con buenos estribos en la roca.

Las **cortinas de contrafuertes o de machones** constan de una membrana impermeable soportada por una serie de contrafuertes o machones en ángulos rectos con el eje de la cortina. Aunque hay muchos tipos de cortina de machones, las de mayor uso son las de losa plana y de arco múltiple. Difieren en que la membrana de retención del agua para el tipo de losa plana es una losa continua de concreto con apoyo en los machones mientras que en la de arco múltiple, la membrana es una serie de arcos de concreto. El arco múltiple requirere menos acero para refuerzo y puede abarcar distancias más largas entre machones, pero las formas (cimbras) son mucho más costosas.

La cara de aguas arriba de una cortina de machones suele tener una inclinación de 45°. El peso del agua sobre la cara es necesario para aumentar la resistencia de la cortina al deslizamiento y el volteo.

Las fuerzas que actúan en una cortina de machones son exactamente las mismas que en una cortina de gravedad, pero la carga vertical del agua es mucho mayor en una cortina de machones y las subpresiones son menores. Los modos de falla también son los mismos, pero el diseño estructural es mucho más crítico.

Aunque las cortinas de machones requieren menos de la mitad de volumen de concreto que las de gravedad, no son necesariamente menos costosas, debido a la mayor cantidad de cimbras y de acero para refuerzo requerida. Con el rápido aumento en los costos de mano de obra en los últimos años, la cortina de machones ha perdido mucha de su popularidad original.

Las **cortinas de tierra** son para aprovechar los materiales disponibles en el sitio. Pueden construirse casi con cualquier material con equipo de construcción rudimentario. Las cortinas de tierra se han construido con éxito utilizando grava, arena, limo, polvo de roca y arcilla. Si se dispone de gran cantidad de material permeable como arena y grava y hay que importar materiales arcillosos, la cortina tendría un corazón o núcleo pequeño de arcilla impermeable y el material local constituiría el grueso de la cortina. Se ha utilizado concreto como corazón impermeable, pero no ofrece la flexibilidad de los materiales de arcilla. Si no hay material permeable, la cortina puede construirse con materiales arcillosos con drenes inferiores de arena y grava importada debajo de la línea de base de aguas abajo, para recolectar las filtraciones y reducir la presión de poro.

Los taludes de una cortina de tierra rara vez son mayores de 2 horizontal por 1 vertical y suelen ser de alrededor de 3 a 1. El criterio usual es la estabilidad de los taludes en contra de una falla por desli-

zamiento. La estabilidad bajo la acción de fuerzas sísmicas es especialmente crítica. Para suelos en los que se forman cambios de presión de poro como resultado de una deformación por esfuerzo cortante inducido por un terremoto, es muy difícil la determinación de valores apropiados para la aceleración de deformación. Para algunos tipos de suelo, no existe aceleración de deformación bien definida; ocurren desplazamientos en una amplia variedad de aceleraciones.

Otro factor que, a veces, determina la inclinación de los taludes es la cantidad de filtración que puede tolerar. Si la cortina está sobre un cimiento permeable, puede ser necesario aumentar el ancho de la base para reducir la filtración. La filtración también puede reducirse si se coloca una cubierta impermeable en el lado de aguas arriba de la cortina para aumentar la trayectoria de filtración con el uso de un muro de guarda o dentellón en el cimiento, como una tablaestaca o una zanja llena con arcilla.

Las cortinas de tierra pueden construirse casi de cualquier altura y sobre cimientos que no son lo bastante fuertes para cortinas de concreto. Las mejoras en el equipo para movimientos de tierras han reducido el costo de las cortinas de tierra, mientras que los crecientes costos de mano de obra han aumentado los de las cortinas de concreto.

Las **cortinas de enrocamiento** suelen consisitir en un relleno de roca descargada desde camiones de volquete, una capa de piedra más chica tendida en la cara de aguas arriba, que se liga en la roca descargada y un revestimiento impermeable aguas arriba, que apoya sobre la capa de piedra, con un muro de guarda o dentellón que se extiende dentro del cimiento. El relleno de roca puede ser con rocas que varían en tamaño desde fragmentos pequeños hasta rocas de 25 ton. El relleno se compacta al dejar caer las rocas, a veces desde 175 ft de altura, hacia el relleno. También se utiliza el lavado del relleno con mangueras de alta presión para lavar los finos de entre los puntos de contacto entre las rocas y reducir el asentamiento. El cojín de piedra chica consta de piedras colocadas individualmente para reducir los huecos y servir de apoyo para el revestimiento impermeable. El revestimiento suele ser concreto o madera sobre concreto, aunque en ocasiones se ha utilizado acero. El dentellón suele ser de concreto.

El diseño de las cortinas de enrocamiento suele ser empírico. Las cortinas de enrocamiento de poca altura pueden tener la cara de aguas arriba con una pendiente hasta de ½ horizontal y 1 vertical. La cara de aguas abajo suele ser de 1.3 en 1, que es el ángulo natural de reposo de la roca. Para cortinas de más de 200 ft de altura, las caras de aguas arriba y aguas abajo suelen tener una pendiente de 1.3 a 1.

El principal problema con las cortinas de enrocamiento son los grandes asentamientos que ocurren cuando se llena por primera vez el embalse. Han ocurrido asentamientos verticales y desplazamientos horizontales superiores al 5% de altura de la cortina; por tanto, el revestimiento impermeable debe ser muy flexible porque de otro modo ocurrirán daños durante el asentamiento. Una solución a este problema ha sido colocar un revestimiento temporal en la cortina y reemplazarlo con un revestimiento permanente después que haya ocurrido el asentamiento. Los temporales suelen ser de madera.

Las cortinas de enrocamiento se construyen en muchos lugares lejanos en donde el cemento es muy costoso y no se dispone de los materiales para una cortina de tierra. Su costo se compara de modo favorable con el de las cortinas de concreto. Deben esperarse fugas, pero las cortinas de enrocamiento son muy estables y han sufrido derrames por encima de la cortina sin daños graves.

(V. J. Zipparo and H. Hasen, *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., McGraw-Hill Book Company, New York: *Design of Small Dams* and *Embankment Dams*, U. S. Bureau of Reclamations; Earth and Rockfill Dams: General Design and Construction Considerations, EM 1110-2-2300, U. S. Army Corps of Engineers.)

21.64 Turbinas hidráulicas

Hace algunos años, las máquinas hidráulicas eran sinónimo de una gran cantidad de equipo de diferentes tipos. En la actualidad, la turbina es el único tipo importante en la generación de energía hidroeléctrica. Su función es transformar la energía cinética y potencial del agua en trabajo útil.

Las turbinas se clasifican como turbinas de impulso y turbina de reacción.

Las **turbinas de impulso** utilizan la energía del agua transformándola primero en energía cinética. Esto se logra por medio de la descarga libre de agua por una tobera. La tobera está apuntada hacia álabes colocados a lo largo del perímetro de la rueda hidráulica. La fuerza del agua que choca contra los álabes hace girar la rueda y produce potencia.

El único tipo de rueda hidráulica en uso actual en las turbinas de impulso fue desarrollado en 1880 por Pelton y se llama **rueda Pelton** (Fig. 21.94). La rueda está dentro de una cubierta para evitar salpicaduras y guiar la descarga después que el agua choca con la rueda.

En la mayor parte de las turbinas de impulso, la rueda hidráulica gira en un eje horizontal por la acción de la descarga de una o dos toberas, pero también pueden usarse ejes verticales con hasta seis toberas para obtener alta eficiencia para cargas muy bajas. En esas instalaciones se han obtenido eficiencias del 92% para plena carga y un poco menores al 90% para cargas de apenas una cuarta parte de la carga total.

Las turbinas de impulso suelen utilizarse para cargas hidráulicas mayores de 1000 ft. (Una turbina de impulso en la planta hidroeléctrica de Reisseck, Austria, funciona con una carga hidráulica efectiva neta de 5800 ft.) No hay límite inferior de carga para las turbinas de impulso. Se han utilizado con caídas de apenas 50 ft; sin embargo, la turbina de reacción es más adecuada para cargas bajas con grandes caudales.

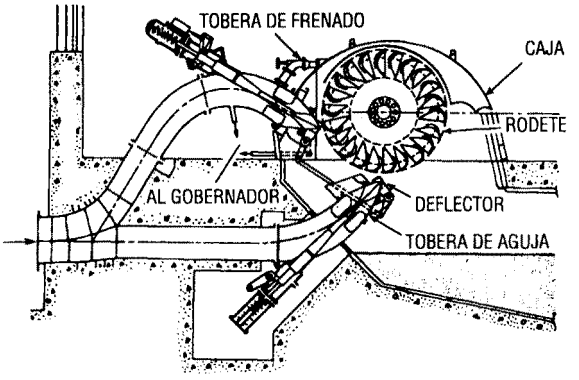


Figura 21.94 Tipo de turbina hidráulica de impulso (Pelton).

Turbinas de reacción ■ Los tipos de turbina de reacción incluyen la turbina Francis (Fig. 21.95*a*), la turbina de hélice (Fig. 21.95*b*) y la de flujo axial (Fig. 21.95*c*). En éstos, el flujo desde la entrada hasta la descarga del agua es sistema de conductos cerrado.

La **turbina Francis** suele constar de cuatro partes esenciales: caracol, álabes directores, rodete y tubo de aspiración o succión.

El *caracol* transfiere el agua desde la tubería de llegada (fuente) a los álabes directores y el rodete. Distribuye el agua de modo que todos los puntos en el perímetro del rodete reciban la misma cantidad de agua.

Los *álabes directores*, ubicados justo fuera del perímetro del rodete, controlan la cantidad de agua que entra a la turbina. Cuando cambia la demanda de potencia sobre la turbina, el gobernador acciona un mecanismo que abre o cierra los álabes.

El *rodete* es la parte de la turbina que transforma la presión y la energía cinética del agua en trabajo útil. Cuando el agua circula por la turbina, cambia su dirección. Esto crea una fuerza sobre el rodete que lo obliga a girar y a hacer girar el generador.

El *tubo de aspiración o succión* es un tubo cónico con los lados divergentes. Desacelera la descarga del rodete, de modo que la energía cinética restante puede recuperarse mediante conversión en carga de succión.

Las turbinas Francis tienen una eficiencia máxima de alrededor del 94%, cuando funcionan a plena carga o cerca de ella. Si la carga cae a menos de 50%, su eficiencia se reduce con rapidez. Las turbinas Francis se utilizan para caídas entre 100 y 1000 ft. Con caídas mayores de 1000 ft, se presentan problemas de control de la cavitación y con la construcción de un caracol que pueda soportar presiones muy altas. Con alturas de caída menores a 100 ft, la turbina de hélice es más eficiente.

Turbina de hélice ■ Hay dos tipos de turbina de hélice: el tipo de álabes movibles, llamados turbina Kaplan, y el tipo de álabes fijos. La única diferencia entre ellos dos es que el paso de los álabes de la hélice es ajustable en la turbina Kaplan.

La turbina de hélice (Fig. 21.95) tiene las mismas partes básicas que la turbina Francis: caracol, álabes directores, rodete y tubo de succión. La diferencia básica entre la turbina Francis y la turbina de hélice es por la forma del rodete. El rodete de una turbina de hélice funciona en la misma forma que un ventilador o la hélice de un buque. El agua que pasa por las aspas crea una fuerza que hace girar el rodete.

Las turbinas tipo hélice se utilizan para cargas desde unos cuantos ft hasta alrededor de 100 ft. La turbina Kaplan tiene una eficiencia de alrededor de 94% para plena carga y cae sólo al 92% para un 40% de carga. La turbina de álabes fijos también tiene una eficiencia de alrededor de 94% para plena carga, pero su eficiencia cae con rapidez cuando hay menor carga.

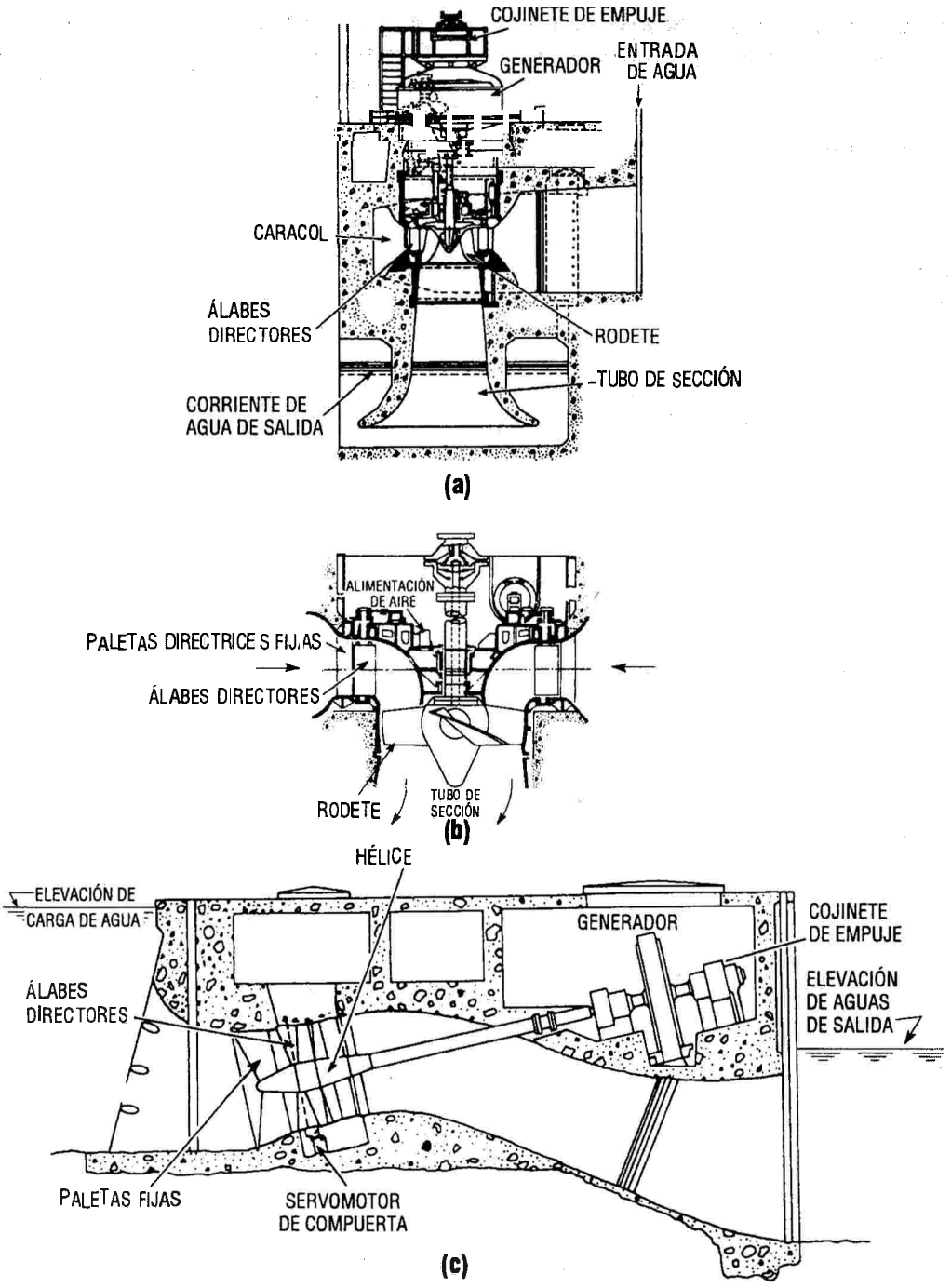


Figura 21.95 Tipos de turbinas hidráulicas de reacción: (*a*) Francis; (*b*) Kaplan; (*c*) flujo axial.

Turbinas de flujo axial ■ Estas turbinas presentan un mejor rendimiento para operación con baja carga hidráulica y gran capacidad.

(V. J. Zipparo and H. Hasen, *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.)

21.65 Métodos para el control de flujos de embalses

Cualquier embalse con un área o cuenca de drenaje de tamaño considerable debe tener un vertedor para descargar las crecientes sin dañar la cortina de

la presa y para mantener la superficie del agua del embalse a menos de cierto nivel predeterminado.

21.65.1 Vertedero

Una **cortina vertedora** permite que el agua pase sobre la cresta de una sección de la cortina de la presa. Este tipo de vertedero se utiliza mucho en cortinas de concreto porque, si está bien construido, la cortina no sufrirá daños por el agua. Para utilizar una cortina vertedora en cortinas de tierra o de enrocamiento, es necesario que el vertedero sea una sección de concreto por gravedad. Esto quizá no sea posible en cortinas de tierra, porque los cimientos quizá no soporten una sección de concreto por gravedad.

La descarga sobre un vertedero de demasías se expresa siempre con la ecuación para descarga sobre un vertedero (Sec. 21.34). Como el gasto varía según la carga a la potencia $\frac{3}{2}$, el vertedero de demasías siempre mantiene el nivel del agua dentro de ciertos límites, aunque haya una gran variación en los flujos.

Es deseable que un vertedero de demasías tenga la forma de la parte inferior de la lámina de un vertedero de cresta delgada. Este tipo de vertedero, llamado **vertedero cimacio** se diseña, como todos los vertederos, de modo que no ocurra la separación del agua en la cara del vertedero. Por tanto, se elimina el peligro de cavitación.

En el canal vertedor o **rápida del vertedero**, el agua circula sobre una cresta hacia un canal con pendiente fuerte, revestido. El flujo se hace supercrítico, a fin de mantener al mínimo la longitud y el tamaño de la rápida. Se usan curvas verticales graduales en la rápida para evitar la separación del flujo en el fondo del canal.

Las rápidas del vertedero son de uso común en las cortinas de tierra y de enrocamiento, cuando la topografía permite que este vertedero aleje el agua del ft de la cortina para eliminar el peligro de socavación. El gasto sobre la cresta se obtiene con las ecuaciones para descargar sobre un vertedero a la entrada a un canal abierto.

En un **vertedero de canal lateral**, el flujo pasa sobre una cresta hacia un canal paralelo a ella. La cresta suele ser una sección de concreto por gravedad, aunque puede ser concreto colado en el terraplén natural. Los vertederos de canal lateral se usan a menudo en cañones y gargantas estrechos en donde no es posible obtener suficiente longitud de cresta para vertederos de demasías o con rápidas. El flujo en el canal paralelo a la cresta se determina aplicando el principio de la cantidad de movimiento en la dirección del flujo y en el supuesto de que la energía del agua que circula sobre la cresta se dispare por completo (U. S. Bureau of Reclamation, "Design of Small Dams", Government Printing Office, Washington, DC 20402)

En un **vertedero de pozo** llamado también **vertedero de pozo de embudo**, el agua circula sobre un vertedero hacia un pozo vertical. El pozo termina en un conducto horizontal que lleva el agua más allá de la cortina. El vertedero puede ser de cresta aguda, abocinado o cimacio. (Este tipo de vertedor no debe construirse sobre o a través de cortinas de tierra.) Si la topografía no es adecuada para rápidas o de canal lateral, la mejor opción puede ser un vertedor de embudo.

Hay dos condiciones de descarga para un vertedor de embudo; ambas dependen de la carga hidráulica sobre el vertedero. Cuando la carga es un tanto baja, la descarga se controla por el flujo sobre el vertedero, el cual es directamente proporcional a la potencia $\frac{3}{2}$ de la carga hidráulica sobre el vertedero. Conforme aumenta la carga hidráulica, en algún punto ya no será controlada por la cantidad de agua que puede circular sobre el vertedero, sino por la cantidad de agua que puede circular a lo largo del conducto. La descarga para esta condición es directamente proporcional a la potencia $\frac{1}{2}$ de la diferencia en elevación entre el nivel de agua en el embalse y el nivel en la descarga del conducto del vertedor. Una vez alcanzada esta segunda condición, un gran aumento en la carga hidráulica sólo ocasionará un aumento pequeño en el flujo. Como el análisis de la descarga no da buenos resultados en este tipo de vertedero, suelen emplearse pruebas con modelos.

Un **vertedero de sifón** (Fig. 21.96) es un conducto cerrado para descargar el agua sobre o a través de una cortina. La entrada a un vertedero de sifón suele ser sumergida más abajo del nivel normal del agua, de modo que no se obstruya con basura o con hielo. El extremo de descarga del sifón se sella al desviar el flujo a lo alto del barril o sumergirlo de modo que no pueda entrar el aire.

La ventila que se ilustra en la figura 21.96 determina el nivel del embalse en el que empieza el flujo por el sifón. Cuando el nivel de agua del embalse se eleva más arriba de la ventila se cierra la entrada al sifón. El agua que circula sobre la cresta del sifón

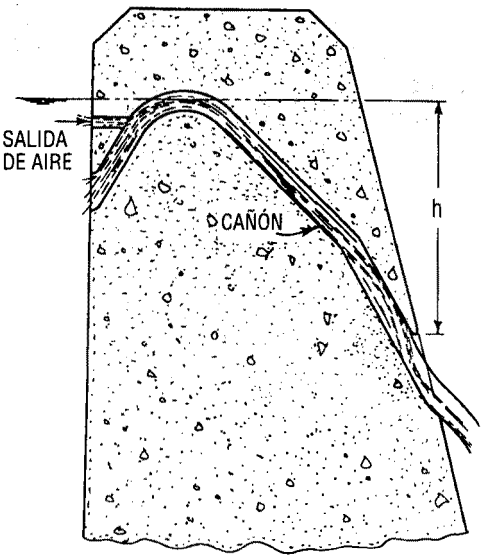


Figura 21.96 Vertedero de sifón.

extrae el aire del sifón y empieza el flujo completo. Como el flujo depende de la acción de sifón, el vertedero de sifón mantiene el nivel de agua de un embalse dentro de límites precisos. Pero no son buenos para manejar grandes variaciones porque su gasto es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la carga hidráulica. Son un tanto costosos por el costo de la formación del barril.

21.65.2 Obras de toma

Las diversas funciones de una obra de toma incluyen permitir la extracción de aguas desde diversos niveles de un embalse, controlar el flujo, excluir la basura y el hielo de un conducto y suministrar apoyo para el conducto. El tipo requerido de obra de toma depende de las funciones y características del embalse. La forma más sencilla de toma es un bloque de concreto que soporta el extremo de un conducto equipado con una rejilla para excluir los cuerpos extraños. Las torres de toma en la Presa Hoover que alimentan tuberías de presión de 30 ft de diámetro, son torres de concreto de 395 ft de altura, con dos compuertas cilíndricas de 32 ft de diámetro, bajo una carga hidráulica máxima de más de 300 ft.

Las torres de toma suelen utilizarse cuando hay una gran fluctuación en el nivel de agua de un embalse o cuando es necesario controlar la calidad del agua utilizada para el servicio doméstico. Por lo general, son de concreto y tienen aberturas a diversos niveles para permitir la selección de aguas a diversas elevaciones. Las aberturas suelen tener compuertas o válvulas y algún tipo de rejilla.

La principal consideración hidráulica en el diseño de una toma es minimizar las pérdidas. Para ello, las velocidades a través de las rejillas deben mantenerse a menos de 0.5 ft/s y observarse las reglas establecidas para reducir las pérdidas hidráulicas.

21.65.3 Compuertas en crestas vertedoras

Estas compuertas incluyen un buen número de equipos permantentes y temporales que funcionan en la cresta de un vertedor para aumentar en forma termporal el almacenamiento de un embalse, a la vez que se mantiene el control del flujo en los vertederos. Durante los periodos de bajo caudal, cuando no se requiere toda la capacidad del vertedero, la carga y almacenamiento adicionales logrados con las compuertas en las crestas vertedoras pueden ser muy valiosas.

Las **alzas removibles** y las **vigas horizontales de cierre**, también llamadas agujas, son los tipos más comunes de compuertas de cresta para instalaciones pequeñas con baja carga hidráulica. Las alzas

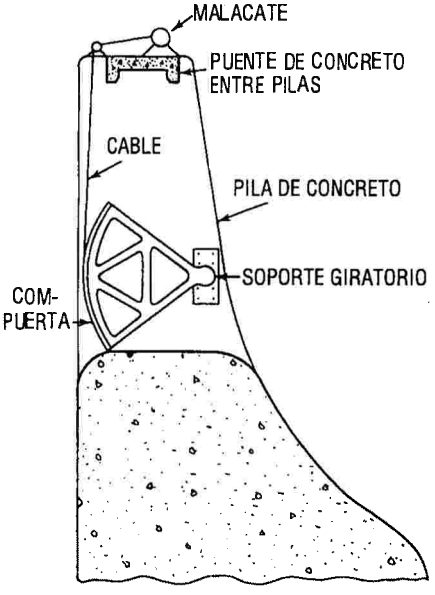


Figura 21.97 Compuerta de abanico (radial).

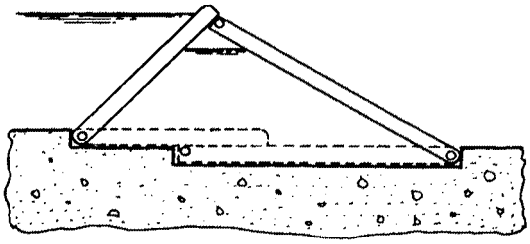


Figura 21.98 Compuerta de alzas.

removibles, por lo general, son tablones de madera que abarcan el espacio entre los tubos verticales que están en voladizo encima de la cresta del vertedero. Cuando la superficie del agua en el embalse llega a cierto nivel predeterminado, fallan los tubos y permiten utilizar toda la capacidad del vertedero. Las vigas horizontales de cierre también son tablones que abarcan el espacio entre columnas verticales ranuradas que estén en voladizo encima de la cresta del vertedero.

En instalaciones con vigas horizontales grandes, la fuerza hidrostática crea grandes fuerzas de fricción entre el elemento deslizable y la viga vertical, lo cual dificulta quitarla. Estas fuerzas de fricción necesitan el uso de un tipo de compuerta que depende de la rotación en vez de la fricción deslizable y que funcione libremente bajo la presión hidrostática.

Las **compuertas de abanico o radiales**, y las **compuertas de guillotina** montadas en cojines de rodillos de baja fricción, son los tipos en uso más extenso en crestas vertedoras en instalaciones grandes. En la compuerta de abanico (Fig. 21.97) la fricción se concentra en el perno y no afecta el funcionamiento. Como el flujo pasa por debajo de las compuertas de abanico y de guillotina, hay una tendencia a que la basura y el hielo se acumulen contra ellas, ocasionando daños y entorpeciendo el funcionamiento.

Las **compuertas de alzas** y **compuertas de tambor** dejan pasar el agua sobre la parte superior. La compuerta de alza consta de dos hojas embisagradas, como se ilustra en la figura 21.98. Para elevar una contrapuerta de alzas, se deja entrar agua al espacio debajo de las hojas para empujar hacia arriba. La compuerta de tambor (Fig. 21.99) consta de un segmento de cilindro, que se baja en un hueco en la cresta cuando no está en uso. Debido a que el hueco necesario en la cortina es muy grande, las compuertas de tambor no son adecuadas en cortinas pequeñas.

(V. J. Zipparo and H. Hasen, *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*, 4th ed., and H. E. Babbitt, J. J. Doland, and J. L. Cleasby, *Water Supply Engineering*, McGraw-Hill Book Company, New York.)

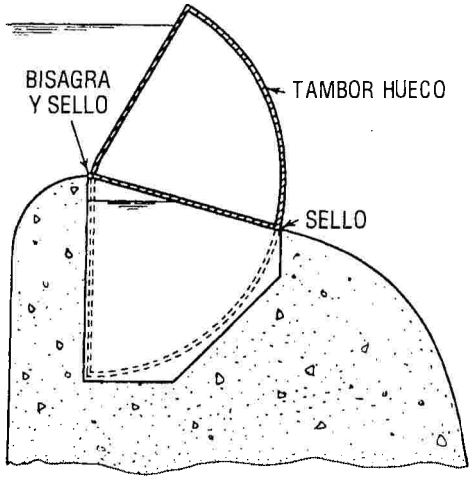


Figura 21.99 Compuerta de tambor.

22

Dan L. Glasgow*

Consulting Engineer
Gardnerville, Nevada

Ingeniería ambiental

Los ingenieros ambientales se ocupan de obras desarrolladas para proteger y promover la salud pública y mejorar el ambiente, así como prevenir la degradación de la tierra, agua y aire. Entre sus actividades se encuentran estudios, informes, diseños, revisiones, administración, operación e investigación de tales obras. Se ocupan también de la investigación en las ciencias pertinentes a la ingeniería y ciencias relacionadas con ella como la química, la física y la microbiología, para lograr los objetivos de proteger la salud pública y controlar el ambiente.

La ingeniería ambiental estudia el tratamiento y distribución del suministro de agua; recolección, tratamiento y eliminación de aguas negras; control de la contaminación de aguas superficiales y subterráneas; recolección, tratamiento y eliminación de desechos sólidos y peligrosos; salubridad de viviendas institucionales; control de roedores e insectos; control de la contaminación atmosférica; límites en la exposición a la radiación, límites en el ruido, y otros factores ambientales que afectan la salud, comodidad, seguridad y bienestar de personas. En esta sección, aunque se tratan de manera primordial los aspectos relacionados con el manejo de los desechos líquidos, también se analizan brevemente otras tareas relacionadas con el ambiente, como son manejo de desechos sólidos y contaminación del aire. (Véase también la sección 14 y siguientes para análisis de medio ambiente.)

22.1 Prevención de la contaminación ambiental

Debido al interés público por el acelerado deterioro del ambiente natural, el Congreso de Estados Unidos estableció la Environmental Protection Agency (EPA) y aprobó una legislación para controlar la eliminación de desechos sólidos y la contaminación de agua y aire. La siguiente legislación estadounidense es de particular importancia para los ingenieros ambientales de aquel país.

Ley nacional de política ambiental ■ Todas las oficinas del gobierno federal, así como las oficinas estatales y municipales que ejecuten programas con el apoyo de fondos federales, están obligadas a considerar en forma cuidadosa las consecuencias ambientales de acciones de importancia, incluyendo proyectos de construcción en estudio y legislación en proceso. Los objetivos son:

1. Cumplir las responsabilidades de cada generación como depositaria del ambiente para las generaciones venideras.

* Sección 22 revisada, originalmente escrita por William T. Ingram, Consulting Engineer.

2. Garantizar ambientes seguros, sanos, productivos y estética y culturalmente placenteros a todos los pobladores.

3. Obtener el más amplio uso benéfico del ambiente sin degradación, riesgo a la salud o bienestar u otras consecuencias indeseables e involuntarias.

4. Preservar importantes aspectos históricos, culturales y naturales de nuestra herencia nacional y mantener, dentro de lo posible, un ambiente que sostenga una variedad y diversidad de gustos individuales.

5. Lograr un balance entre población y el uso de recursos que permita un alto estándar de vida y un amplio disfrute de los placeres de la vida.

6. Mejorar la calidad de recursos renovables y tender al reciclaje máximo posible de recursos no renovables.

Ley del agua limpia. (Decreto federal para el control de la contaminación del agua) ■ Su objetivo es restaurar y mantener la integridad química, física y biológica de las aguas nacionales. Esta ley orienta a la EPA a establecer límites basados en la tecnología y en estándares para descargas industriales. Los estados dictan normas de calidad del agua para sus recursos hídricos. El control se obtiene de manera principal a través de la emisión de permisos por la EPA o delegaciones estatales bajo el Sistema Nacional de Eliminación de Descargas de Contaminantes (NPDES). La EPA, en algunos casos, proporciona ayuda financiera para la construcción o modificación de plantas de tratamiento de aguas negras de propiedad particular, y concede fondos a los estados con objeto de que preparen planes para el manejo de la calidad del agua y ejecuten los requerimientos del decreto.

Ley del agua potable ■ La EPA debe establecer reglamentos para los abastecimientos públicos de agua potable. Los reglamentos primarios indicarán los niveles máximos permisibles para contaminantes en agua potable y establecer los criterios para el tratamiento del agua. Los reglamentos secundarios abarcan sabor, olor y aspecto del agua potable. Otros reglamentos protegen el agua subterránea mediante controles utilizando pozos de inyección conforme al Programa de Control para la Inyección Subterránea. La EPA delega a los estados responsabilidad primaria para el cumplimiento y apoya con subsidios a los programas estatales.

Ley de conservación y recuperación de recursos ■ Los objetivos son mejorar el manejo de desechos sólidos, proteger el ambiente y la salud pública, y conservar material valioso y recursos energéticos. Esta ley también apoya programas estatales para el control de desechos peligrosos desde su generación hasta su eliminación, incluyendo la eliminación de lodos industriales que contienen materiales tóxicos. Los estados reglamentan la eliminación de desechos sólidos sobre tierra, de acuerdo con los criterios federales.

Ley de protección, investigación y santuarios marinos ■ La EPA debe proteger los océanos contra descarga no controlada de desechos y de indicar los sitios seguros para esto. Un objetivo es el cese completo de tirar desechos en los océanos. El Cuerpo de Ingenieros emite, con aprobación de la EPA, permisos para dragado, recuperación de terrenos al mar o vertido de material dragado.

Superfondo (Ley de amplia respuesta ambiental, compensación y responsabilidad) ■ El gobierno federal está autorizado para remover y eliminar con seguridad contaminantes en sitios para desechos peligrosos, suministro de agua subterránea y otras instalaciones. Esta ley establece un fondo de respuesta a desechos peligrosos que se destina al pago de la limpia y reclamaciones por daño. La EPA indica las sustancias que pueden ser peligrosas a la salud pública, al bienestar o al ambiente. Ha de informarse al Centro Nacional de Respuesta sobre la emisión de sustancias peligrosas.

Ley del aire limpio ■ El objetivo es proteger la salud pública y el bienestar de los efectos dañinos de la contaminación del aire. La EPA promulga las normas nacionales de la calidad del aire ambiente. Para hacerlas cumplir, los estados se encargan de elaborar planes estatales de ejecución, y los relativos al mejoramiento de la visibilidad y prevención de un deterioro importante de la calidad del aire en lugares donde las normas ya han sido alcanzadas. La EPA también desarrolla normas de ejecución para fuentes nuevas a fin de reducir la emisión de contaminantes,

y también normas nacionales de emisión para contaminantes aéreos peligrosos, aplicables a contaminantes que causarían un incremento en mortalidad o enfermedades de incapacitación. Además, la EPA establece límites de emisiones de fuentes móviles de contaminantes del aire.

(R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company.)

22.2 Fuentes principales de la contaminación del agua

Hay dos fuentes principales de contaminación del agua: fuentes con un sitio preciso de origen y fuentes que no lo tienen. Las primeras son las que descargan contaminantes desde lugares bien definidos, como tuberías de descarga de plantas de tratamiento de aguas negras y de fábricas. Por otra parte, las fuentes que no tienen un sitio preciso de origen no se localizan con tal exactitud. Incluyen el escurrimiento de calles, sitios de construcción, granjas o minas. Así, la prevención de la contaminación del agua requiere un conjunto de controles de descargas de ambas clases de fuentes. Según la ley del agua limpia (Secc. 22.1), la EPA puede proporcionar fondos para la planeación de estrategias de control, de acuerdo con el programa de administración para la calidad de agua.

Las aguas de desecho domésticas e industriales son fuentes con origen preciso. La ley del agua limpia así como la de Protección, Investigación y santuarios marinos (Secc. 22.1) tienden a la eliminación de descargas de contaminantes en aguas navegables y en los océanos.

Las aguas negras son residuos líquidos de una comunidad. Esta agua consumida es una combinación de desechos líquidos y transportados por aguas provenientes de residencias, edificios comerciales, plantas industriales e instituciones, además de agua subterránea infiltrada, agua superficial y agua de lluvia.

El agua de desecho se agrupa en cuatro clases:

Clase 1 ■ Residuos que no son tóxicos y no contaminan directamente pero pueden cambiar la naturaleza física del cuerpo receptor; se mejoran por medios físicos. Incluyen residuos como el agua de enfriamiento de plantas de energía eléctrica.

Clase 2 ■ Residuos que no son tóxicos pero contaminan porque poseen un contenido orgánico con alta demanda de oxígeno. Éstos pueden tratarse mediante métodos biológicos para eliminar características indeseables. El principal constituyente de esta clase de residuos suele ser agua residual de uso doméstico, pero también incluye agua de lluvia y desechos de plantas de productos lácteos y fábricas de otros alimentos.

Clase 3 ■ Residuos que contienen materiales venenosos y que también pueden ser tóxicos. Se tratan por métodos químicos. Cuando se producen, generalmente es junto con desechos industriales como los que proceden de plantas de acabado de metales.

Clase 4 ■ Residuos contaminantes por su contenido orgánico con una alta demanda de oxígeno y que, además, son tóxicos. Su tratamiento requiere de una combinación de procesos químicos, físicos y biológicos. Cuando se producen tales residuos, generalmente se incluyen en los desechos industriales, por ejemplo, los procedentes de la industria del curtido.

Las **aguas de desecho domésticas** se recogen de viviendas, edificios comerciales e instituciones de la comunidad; pueden incluir desechos de procesos industriales, infiltración del agua subterránea, entrada de aguas de la superficie, y otros desechos líquidos. Las aguas de desechos están compuestas principalmente del agua ya usada procedente del suministro del agua de edificios, a los que se han unido materiales de desecho sanitario de baños, cocinas y lavanderías. (Véase sección 22.14).

El **agua pluvial** proviene de la precipitación acumulada en los terrenos y calles y arrastra con ella el escurrimiento superficial.

Los **desechos industriales** están constituidos principalmente por productos líquidos de desecho específicos que se acumulan en el procesamiento industrial, pero pueden contener pequeñas cantidades de aguas negras domésticas. Tales desechos varían con el proceso y contienen cierta cantidad del material en proceso o de productos químicos utilizados con propósitos de procesamiento. El agua para enfriamiento industrial, cuando se mezcla con los desechos industriales, se conoce también como desecho industrial.

Los desechos industriales, para distinguirlos de los desechos domésticos, se relacionan directamente con las operaciones de procesos y constituyen

generalmente la fracción líquida de procesos que no tiene mayor uso en la recuperación de un producto. Estos desechos pueden contener sustancias que, al ser vertidas en las aguas superficiales, son causa de ciertos cambios biológicos, químicos o físicos en la masa de agua que las recibe.

Las sustancias orgánicas ejercen una demanda bioquímica de oxígeno (BOD, por sus siglas en inglés) de una proporción relativamente más alta, si se la compara con la de desechos domésticos. No es raro tener, en el procesamiento de alimentos, desechos con una BOD de 1000 a 5000 mg por litro; o en el procesamiento de aceites comestibles, una BOD de 10 000 a 25 000 mg por litro.

Los desechos pueden causar la decoloración de la corriente de agua que los recibe, como en la liberación de tintes, o del aumento de la temperatura del agua, como es el caso de la descarga del agua de una torre de enfriamiento o del agua de enfriamiento de un proceso.

Las materias químicas presentes en los desechos pueden ser tóxicas para la fauna acuática, para los animales y las poblaciones humanas que utilicen el agua, o afectar de cierta manera la calidad del agua al comunicarle sabor y olor. Los fenoles introducidos en el agua, del orden de partes por mil millones, pueden producir un sabor tan marcado que el agua resulta inutilizable para muchos usos. El nitrógeno y el fósforo pueden estimular el crecimiento acuático y las poblaciones de algas en la corriente receptora pueden aumentar. Algunas algas son perjudiciales en lo que respecta a la calidad del agua, ya que también pueden producir sabor, color y turbiedad en ella.

Los desechos industriales que contienen grandes cantidades de sólidos pueden producir niveles peligrosos de sedimentos en el fondo de la corriente de agua o a lo largo de las orillas. Estos niveles aumentan la degradación química, biológica y física de la corriente de agua. Las descargas que contienen petróleo pueden inutilizar las playas destinadas a balnearios, interferir el periodo de incubación de aves acuáticas y causar problemas adicionales de eliminación en procesos de tratamiento de aguas.

Los desechos que contienen ácidos o álcalis pueden atacar las estructuras de los muelles y las embarcaciones y producir graves efectos tóxicos sobre la vida de los peces.

Algunos desechos, como los que contienen cobre, interfieren los procesos normales del tratamiento de aguas de desecho y, si se mezclan con desechos urbanos, pueden hacer inoperante todo el proceso de tratamiento. Se requiere a menudo tratar previamente los desechos industriales, a fin de proteger las alcantarillas y plantas de tratamiento de cuyo mantenimiento se encarga una dependencia municipal. En EU, los contaminantes tóxicos son controlados por el Reglamento general de tratamiento preliminar de la EPA, el cual contiene los límites de sustancias específicas que son descargadas por diversas industrias. El tratamiento de desechos industriales hasta el grado requerido para proteger el cuerpo receptor de agua es un requisito de todos los estados; puede ir desde la neutralización y otros sencillos tratamientos primarios hasta un tratamiento completo; en algunos casos, puede alcanzar una avanzada etapa de tratamiento para eliminar las trazas de productos químicos. (véase también sección 22.31).

Los desechos combinados son mezclas de desechos domésticos y agua de lluvia en un solo conducto. El desecho industrial puede o no encontrarse en un desecho combinado y conducirse aparte en un drenaje industrial.

(W. W Eckenfelder, Jr., *Industrial Water Pollution Control*, y R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; N. L. Nemerow, *Liquid Wastes of Industry: Theories, Practices and Treatment*, y R. L. Culp et al., *Advanced Wastewater Treatment*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

22.3 Tipos de alcantarillas

Una alcantarilla es un conducto por el cual corren aguas negras, agua pluvial u otros desechos. El alcantarillado es un sistema de alcantarillas sanitarias, pluviales o una combinación de ambas. En general incluye todas las alcantarillas situadas entre los extremos de sistemas de drenajes de edificios y plantas de tratamiento de aguas negras u otros puntos de eliminación.

Las **alcantarillas sanitarias** llevan principalmente aguas negras de uso doméstico y también reciben algunos desechos industriales, pero no están diseñadas para aguas pluviales ni aguas subterráneas.

Las **alcantarillas pluviales** se diseñan de manera específica para transportar el agua pluvial, el lavado de las calles y otras aguas superficiales hasta los puntos de eliminación.

Las **alcantarillas combinadas** se diseñan tanto para aguas negras como para agua pluvial. Cuestan

menos que las alcantarillas sanitarias y pluviales separadas, pero la eliminación de flujo puede crear condiciones perjudiciales o peligrosas, o implicar un tratamiento costoso. Un gran flujo de agua pluvial puede hacer imposible un adecuado tratamiento, o aumentar el costo en forma considerable.

Los **albañales de edificios** o **conexiones de viviendas** son tubos que llevan aguas de desecho desde los sistemas de plomería de los edificios a una alcantarilla o una planta de eliminación inmediata. En zonas urbanas el flujo va hasta una **alcantarilla común**, que presta servicios a las propiedades colindantes. Este conducto puede ser **lateral**, que recibe aguas de desecho procedentes sólo de albañales. Una **alcantarilla secundaria** o **ramal** recibe el flujo de dos o más laterales. Una **alcantarilla maestra**, o **colector**, maneja el flujo de dos o más secundarias, o una secundaria con laterales. Una **alcantarilla de descarga** se extiende desde el extremo de un sistema colectivo al punto de eliminación o a una planta de tratamiento.

Una **alcantarilla de intercepción** o **interceptor** recibe el flujo de la época de secas y cantidades específicas limitadas del agua pluvial procedentes de varias alcantarillas combinadas. Una **alcantarilla de rebose de agua pluvial** lleva el exceso de flujo pluvial desde una alcantarilla maestra o de intercepción hasta una salida independiente.

Un **colector de alivio** es el que se construye para aliviar una alcantarilla con capacidad inadecuada.

Por lo general, las aguas domésticas de desecho o de agua pluvial no llena completamente el conducto, pero es posible que cualquier alcantarilla se llene alguna vez y debe resistir cierta presión hidráulica. Algunos tipos siempre están sometidos a presión. Las **alcantarillas de presión** siempre fluyen llenas por la presión de una bomba. Los sifones invertidos, que son conductos que pasan por debajo del gradiente hidráulico, también fluyen llenos y bajo presión.

22.4 Estimación del flujo de aguas de desecho

Antes de diseñar una alcantarilla, ha de estudiarse la comunidad o área que se va a servir, para estimar el tipo y cantidad de flujo que se ha de manejar. El diseño debe basarse en el flujo estimado para una época futura, 25 o 30 años, o cuando se termine el desarrollo urbano. El ingeniero también debe conocer, por anticipado, las decisiones normativas sobre la conveniencia de construir alcantarillas separadas o combinadas.

La cantidad y patrón de flujo de aguas de desecho domésticas se ven afectados principalmente por la población y su aumento; densidad de la población y cambios en las mismas; uso, demanda y consumo del agua; requisitos industriales y comerciales; expansión geográfica del servicio; geología del agua subterránea en la zona, y topografía del lugar. Sin embargo, la cantidad de aguas de desecho domésticas es, en general, menor que el consumo de agua, ya que parte del agua utilizada para conbatir incendios, riego de jardines, lavado de calles, procesos industriales, y filtraciones, no llega a la alcantarilla. Algunas de estas pérdidas, sin embargo, pueden conpensarse añadiendo agua de pozos privados, infiltración del agua subterránea y conexiones ilegales de bajadas fluviales de techos. Si ya existe la comunidad a la que se ha de dar servicio con la alcantarilla, pueden estimarse las aguas de desecho basándose en los galones per cápita por día (gcd) que se consumen. Para una comunidad que se planifique, puede basarse el estimado en los galones per cápita de agua consumidos por una comunidad similar existente La tabla 22.1 es una lista de flujos reportados para varias grandes ciudades de Estados Unidos. Aunque el intervalo del flujo de agua doméstica de desecho va de 70 a 130% del consumo de agua, los calculistas a menudo consideran el promedio del flujo de agua doméstica de desecho igual al promedio de consumo de agua o, para fines estimativos, de 100 a 110 gcd. El flujo pico es varias veces mayor que el promedio.

El caudal medio de aguas negras de uso doméstico varía según su utilización, pero las fluctuaciones tienden a amortiguarse en vista de que hay un retardo desde el momento en que se utiliza el agua hasta que ésta llega a las tuberías de alcantarillas. En todo caso, las fluctuaciones por hora, diarias y estacionales afectan los diseños de alcantarillas, estaciones de bombeo y plantas de tratamiento.

Las variaciones diarias y estacionales dependen mucho de las características de la comunidad. En un distrito residencial se utiliza más agua por la mañana temprano; ocurre un pronunciado pico alrededor de las 9 A.M. en los laterales. En distritos comerciales e industriales, donde se usa el agua todo el día, puede ocurrir un pico durante el día, pero será menos pronunciado. En la descarga, el pico en el flujo tendrá lugar probablemente al me-

diodía. Siempre que sea posible, se debe medir el flujo en las alcantarillas y plantas de tratamiento, para determinar las variaciones reales de flujo.

Para viviendas con familias en las que trabajan ambos cónyuges, el gasto en fines de semana puede ser más alto que en días hábiles. También las operaciones industriales de naturaleza estacional pueden influir en el promedio estacional. El promedio estacional y el anual a menudo son iguales en mayo y junio. El promedio estacional puede llegar hasta el 125% del promedio anual a fines del verano y bajar hasta el 90% a fines del invierno.

Los flujos pico pueden exceder el 300% del promedio en las laterales y 200% del promedio en la planta de tratamiento. Varios departamentos estatales de salubridad requieren que las laterales y las secundarias se diseñen para un mínimo de 400 galones per cápita por día, incluyendo la infiltración normal (ver a continuación), y las alcantarillas maestras, colectoras y de descarga con un mínimo de 250 galones per cápita diario, incluyendo la infiltración normal, y cualquier cantidad conocida de desechos industriales.

Entrada en alcantarillas ■ El agua puede entrar en un sistema de alcantarillas y conexiones de servicio desde drenajes de techos, sótanos, patios, y cimientos, descargas de agua de enfriamiento, drenajes de manantiales y pantanos, tapas de registro, cruceros de alcantarillas de aguas pluviales y combinadas, resumideros, aguas pluviales, escurrimientos de superficie y lavado o drenaje de calles; en estas entradas no se incluyen filtraciones en alcantarillas.

Infiltración en alcantarillas ■ El agua puede infiltrarse a las alcantarillas por juntas defectuosas, tubos agrietados, muros de los pozos de registro, tapas perforadas de registros y drenajes de sótanos inundados. Las alcantarillas situadas en terrenos húmedos con un alto nivel del manto freático, o cerca del lecho de una corriente de agua, tienen más infiltración que las alcantarillas en otros lugares. Como la infiltración aumenta la carga de aguas negras, resulta indeseable. El diseño de la alcantarilla debe especificar juntas que permitan poca o ninguna infiltración, y se deben construir las juntas cuidadosamente en el campo.

Algunas especificaciones limitan la infiltración a 500 galones por día, por pulgada de diámetro por milla. A menudo, las especificaciones y requisitos en vigor de oficinas de gobierno piden que se hagan pruebas de infiltración. Algunos estados de EU limitan la infiltración neta a 500 galones por día por pulgada de diámetro por milla para cualquier sección del sistema.

Estimación del flujo de agua pluvial ■ En el caso del diseño de las alcantarillas, es necesario tener un estimado de la cantidad de agua pluvial que fluye dentro de las mismas durante un periodo de lluvia o inmediatamente después de éste. Para preparar dicho estimado se requiere conocer la intensidad y duración de los aguaceros, las distancias que ha de recorrer el agua para llegar a las alcantarillas, la permeabilidad y pendiente del área de drenaje, y la forma y dimensiones del área de drenaje. El estimado por el método racional (empírico) incorpora estas consideraciones generales en una ecuación:

$$Q = CIA \qquad (22.1)$$

donde Q = escurrimiento pico, en ft^3/s

A = área de drenaje, en acres

C = coeficiente de escurrimiento del área

I = tasa promedio de precipitación, en in/h de la lluvia que produce el escurrimiento

El valor corriente de C para áreas residenciales con una cantidad considerable de terreno de césped en jardines y arbustos varía entre 0.30 y 0.40. En áreas construidas, puede tomarse C entre 0.70 y 0.90. (Véase también la sección 21.39)

El **tiempo de concentración** es el tiempo requerido para que la tasa máxima de escurrimiento se desarrolle en un punto de la alcantarilla. En la entrada, con frecuencia un resumidero de una alcantarilla, el tiempo de concentración es igual al de entrada, que es el tiempo teórico requerido para que una gota de agua fluya hasta la entrada desde el punto más distante del área servida por dicha entrada. El tiempo de concentración para un punto de la primera alcantarilla registrada es igual que el tiempo de entrada más el tiempo de flujo a la alcantarilla en ese punto; cuando haya ramales que conecten a una alcantarilla, se utilizará en el diseño el mayor tiempo de concentración de los ramales.

El tiempo de entrada puede variar desde cinco minutos para una pendiente pronunciada en un terreno impermeable hasta 30 minutos de una calle urbana con ligera pendiente. El tiempo de flujo en la alcantarilla (en la suposición de que fluya llena) puede tomarse como la longitud de la alcantarilla hasta el punto de concentración dividido entre la velocidad del flujo. La cresta de inundación y el tiempo de almacenaje, mientras se llena la alcantarilla, son por lo general despreciados. El efecto de esta aproximación da por resultado el cálculo de un mayor flujo, lo cual da un factor de seguridad para el diseño.

La **duración crítica** de la precipitación en una cuenca es el tiempo requerido para alcanzar el máximo escurrimiento y equivale, por consiguiente, al tiempo de concentración. Las observaciones indican que la tasa I de precipitación es una función de la duración t, en minutos, del aguacero. Por consiguiente, el valor I para el diseño de alcantarillas pluviales puede estimarse de las curvas de duración tasa de lluvia o de las fórmulas, sustituyendo con t el tiempo de concentración. (Sección 21.39)

Los valores de la intensidad de la precipitación se seleccionan basándose tanto en la frecuencia como en la duración de los aguaceros que han tenido lugar en los alrededores. A las precipitaciones que sólo se exceden una vez cada diez años se les conoce como aguaceros de diez años; una vez en veinte años, aguaceros de veinte años, etc. El calculista tendrá que decidir para qué frecuencia de aguaceros ha de diseñar y esto implica un riesgo calculado, combinado con el discernimiento del ingeniero. Para estructuras de relativamente poco costo, en zonas residenciales, puede usarse un aguacero de cinco años para el diseño de una alcantarilla pluvial con una razonable seguridad. Donde una falla pudiera poner en peligro la propiedad, sería más conservador un diseño basado en aguaceros de 10, 25 o 50 años. En el caso que las inundaciones pudieran causar pérdidas cuantiosas e interrumpir las actividades esenciales, puede usarse un aguacero de 50 años. En tales casos, podrían realizarse estudios de costos y beneficios para orientar la selección de una frecuencia de aguaceros apropiada.

Como el flujo pluvial de albañal es muy grande comparado con el flujo en tiempo de secas, podrían diseñarse alcantarillas combinadas sobre la misma base que las alcantarillas pluviales, pero han de diseñarse secciones transversales y aditamentos de las alcantarillas para manejar eficazmente el flujo en tiempo de secas.

(V. T. Chow et al. *Applied Hydrology*; T. McGhee, *Water Supply y Sewerage*, 6th ed., y Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering: Tireatment, Disposal y Reuse*, 3rd ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; *Wastewater Treatment Design*, MOP8, Water Environmental Federation, Arlington, Va; *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*, and *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, Manuals and Reports on Engineering Practice, No. 60 y 37, respectivamente.)

22.5 Diseño de alcantarillas

Antes de diseñar un sistema de alcantarillado, se deben estimar las cantidades de aguas de desecho y caudal medio que se han de manejar. Esto requiere un estudio de la comunidad o zona a la que se ha de dar servicio (sección 22.4) En seguida puede hacerse una distribución preliminar del alcantarillado. También pueden seleccionarse tentativamente las dimensiones de las tuberías, pendientes y profundidades por debajo de la rasante. Los planos preliminares deben incluir un plano del sistema propuesto y mostrar, en elevación y planta, la situación de los caminos, calles, corrientes de agua, edificios, sótanos, servicios subterráneos y la geología. Además han de estimarse los costos de construcción.

Después de aceptar el diseño preliminar deben situarse, por un levantamiento topográfico preliminar en elevación y planta, todas las estructuras existentes y servicios subterráneos que puedan afectar el diseño. Preferiblemente se han de hacer perforaciones para determinar las características del suelo a lo largo de la alineación, y en los lugares donde irán las estructuras del sistema. Las características físicas de la zona, incluso las curvas de nivel, han de mostrarse en un plano topográfico. La escala puede ser de una pulgada a 200 ft, a menos que la cantidad de detalles requiera una escala mayor. Las curvas de nivel a intervalos de cinco a 10 ft son suficientes en general. Deben indicarse elevaciones de calles en intersecciones y los cambios abruptos en la rasante.

Se requiere profundidad suficiente del recubrimiento para evitar daños por las cargas del tráfico. Las alcantarillas también deben quedar por debajo del nivel de las heladas. Siempre hay que revisar los

TABLA 22.1 Descargas municipales*

Ciudad	Estado	Población beneficiada	Flujo de diseño, mgd	Diseño, gcd
Bismarck	ND	37000	4.95	133
Boise	ID	75000	10	133
Bozeman	MT	21000	5.2	247
Chicago	IL			
WestS. W.		2 900 000	1200	413
Calumet		604 000	310	513
North Side		1243 330	410	330
Cleveland	OH			
East		819101	123	150
South		635 000	96	151
DesMoines	IA	201200	35	174
Detroit	MI	2 400 000	1290	538
Houston	TX			
North Side and 69th		460 000	55	120
Sims Bayou		359 463	48	134
Southwest		173 433	30	173
Indianapolis	IN			
S. Belmont Rd		539108	120	223
Southport Rd		205 516	57	277
Jacksonville	FL	164 000	17.5	107
Kansas City	MO	418 000	85	203
Los Angeles	CA			
Hyperion		3 000000	420	140
Terminal Island		115000	14	122
Minneapolis	MN	434 000	218	502
NewYork	NY			
Wards Island		1270 000	180	142
Hunts Point		770 000	150	195
Bowery Bay		725 000	120	166
Tallman's Island		460 000	60	130
Newtown Creek		2100 000	310	148
Oakwood Beach		105 000	15	143
Oklahoma City (South)	OK	218 900	30	137
Philadelphia	PA			
Northeast		1240000	175	141
Southwest		925 000	136	147
Portland	OR	377 800	100	265
Reno, Sparks	NV	110000	20	182
Salt Lake City	UT	181650	45	248
San Francisco	CA			
NorthPoint		353 840	150	424
Richmond, Sunset		220 030	30	136
South East		177 450	37	208
Schenectady	NY	77985	15.1	194
Seattle (West Point)	WA	494 000	125	253
St. Louis	MO			
LeMay		849 783	240	282
Bistle Point		988 357	251	254
Washington	DC	1780000	240	135
Wichita	KS	275 000	45	164

*De *Computer Run 1974: National Water Quality Inventory*, app. C, vol. II, Office of Water Planning and Standards, EPA 440/9-74-001.

reglamentos municipales y estatales sobre el recubrimiento, antes de elaborar el diseño para una localización específica.

La localización de las alcantarillas debe mostrarse en elevación en los perfiles. La escala horizontal puede ser de una pulgada a 40 ft o una pulgada a 100 ft, según sea la cantidad de detalles. La escala vertical suele ser diez veces mayor que la horizontal.

El diseño final debe incluir un mapa general de toda la zona con la localización de alcantarillas, servicios subterráneos, áreas drenadas; planos detallados y perfiles de alcantarillas que muestren los niveles del terreno, dimensiones de tuberías, pendientes y localización de anexos; planos detallados de dichos anexos y estructuras; un informe completo con gráficas y tablas necesarias para dejar bien clara la naturaleza exacta del proyecto; especificaciones completas; y una estimación confidencial de los costos para el propietario o dependencia responsable del proyecto.

Los planos extensos requieren tabulación de los datos, comenzando en el extremo superior del sistema y procediendo aguas abajo, de registro en registro. Hay que incluir el aumento de flujo debido a las alcantarillas que conecten con el sistema.

Para alcantarillas combinadas, también deben tenerse en cuenta provisiones para manejar el flujo en época de secas o el flujo sanitario con velocidades apropiadas dentro de las alcantarillas que puedan transportar grandes cantidades de agua después de un aguacero. El diseño se complica por la necesidad de desviar las aguas que no fluyan a una planta de tratamiento. Las estructuras de desviación deben situarse en o cerca de corrientes de agua en que pueda descargarse el agua pluvial. Han de investigarse a fondo los efectos de descargar aguas contaminadas, una combinación de aguas sanitarias y aguas pluviales.

En general es preciso obtener, para los planos, la aprobación de una oficina supervisora del gobierno, como son el condado, división administrativa o ciudad. Los calculistas de alcantarillados deben conocer muy bien los requisitos para las alcantarillas en el lugar donde se ha de realizar el trabajo.

Flujos de diseño ■ A menos que se requieran alcantarillas a presión debido haya que bombear las aguas negras, o que se requieran sifones invertidos debido a un desnivel en el terreno o tropiezos con obstáculos, las alcantarillas se diseñan para flujo en canales abiertos. El máximo flujo tiene lugar cuando el conducto no está totalmente lleno. Por ejemplo, en una tubería circular, la descarga máxima tiene lugar alrededor de 0.9 de la altura total de la sección; las alcantarillas deben diseñarse para resistir alguna presión hidráulica.

Para alcantarillas de aguas pluviales, lo común es dejar que un tubo lleve el caudal de diseño en toda su capacidad. Las alcantarillas de aguas negras deben diseñarse para llevar un caudal máximo de diseño con una profundidad de semillenas, para las alcantarillas más pequeñas, hasta llenas para las más grandes. Por ejemplo, las alcantarillas de menos de 15 in de diámetro se diseñan por lo general para un caudal de semillenas durante periodos de caudal máximo, mientras que las alcantarillas de 15 a 60 in de diámetro pueden diseñarse para un caudal a de su capacidad total y, las alcantarillas mayores de 60 in, para caudal de llenas. Las laterales pueden diseñarse para llevar un caudal esencial de la zona a la que se va a prestar servicio. Los conductos secundarios se diseñan con una anticipación de 10 a 40 años. Los colectores pueden planificarse para largos periodos, haciendo la provisión en el diseño para trazados paralelos, o separados, de las alcantarillas maestras de menor tamaño, que se construirán según se necesiten. Los anexos pueden tener diferente duración ya que es posible que se requiera cambiar el equipo mecánico. En general, se diseñan con una anticipación de 20 a 25 años, y durante ese periodo se programa una tabla de adiciones de acuerdo con un plan general de mejorías.

En general, el flujo puede suponerse uniforme en alcantarillas rectas, aun cuando ocurren cambios de velocidad en los obstáculos y cambios en la sección transversal de las alcantarillas, los cuales deben tenerse en consideración al hacer cálculos hidráulicos.

Fórmulas de velocidad ■ La velocidad de flujo, en ft por segundo en alcantarillas rectas, sin obstrucciones, puede estimarse con una precisión satisfactoria de la fórmula de Manning.

$$V = \frac{C}{n} R^{2/3} S^{1/2} \qquad (22.2)$$

donde n = coeficiente que depende de la rugosidad de la superficie del conducto

R = radio hidráulico, ft = área, en ft^2, del fluido dividida entre el perímetro mojado, en ft

S = pérdida de energía, en ft/ft de longitud del conducto, aproximadamente igual que la pendiente de la plantilla del conducto para flujo uniforme

C = 1.486 (factor de conversión para explicar el cambio de unidades métricas usadas en el desarrollo de la fórmula)

(Véase también la sección 21.9). Un valor común para n es 0.013, apropiado para albañilería bien hecha, tubo liso de concreto y tubo de arcilla vitrificada con placas de revestimiento. Para tubos de arcilla vitrificada sin placas de revestimiento, y tubos de plástico y recubiertos con resina, se puede usar 0.011 para n para fines de diseño. Para tubos de metal ondulado, n puede variar de 0.011 para un revestimiento de asfalto centrifugado a 0.02 para el tubo sencillo o tubo con la parte interior pavimentada. Se pueden utilizar valores de n más pequeños que los antes citados, para tubos lisos nuevos, pero es posible que la rugosidad y el valor de n aumenten con el tiempo. La cantidad, en ft^3/s está dada por

$$Q = AV \qquad (22.3)$$

donde A = sección transversal del área de flujo, en ft^2.

Velocidad mínima ■ La velocidad mínima debe ser, cuando menos, de 2 ft/s en alcantarillas sanitarias para evitar la sedimentación de sólidos. Han de escogerse las secciones transversales y pendientes para alcanzar esta velocidad, o mayor, para flujos de diseño. Son deseables mayores velocidades para las alcantarillas pluviales y combinadas porque el flujo puede acarrear arena gruesa y arenilla; es deseable una velocidad mínima de 3 ft/s. Cuando se dimensionan las alcantarillas para velocidades más bajas que las mínimas recomendadas, debe hacerse lo necesario en el diseño para el lavado y remoción de obstrucciones.

Pendientes ■ Las pendientes de las tuberías, en general, deben sobrepasar el mínimo deseable a fin de mantener la velocidad mínima para el flujo de diseño, ya que los flujos reales, en especial antes que la urbanización alcance su tamaño final, podrían ser menores que el flujo de diseño. La velocidad real puede ser, por lo tanto, menor que la velocidad de autolimpieza. Por ejemplo, supóngase que una tubería circular se dimensiona y se le da la pendiente necesaria para manejar el flujo de diseño,

TABLA 22.2 Características hidráulicas de una tubería circular

Profundidad de flujo / Diámetro interior	Área parcial / Área total	Cantidad en ft^3/s, parcialmente llena / Cantidad en ft^3/s, totalmente llena	Velocidad parcialmente llena / Velocidad totalmente llena
0	0	0	0
0.05	0.019	0.005	0.25
0.10	0.052	0.021	0.40
0.15	0.094	0.049	0.52
0.20	0.143	0.088	0.62
0.25	0.196	0.137	0.70
0.30	0.252	0.195	0.77
0.35	0.312	0.262	0.84
0.40	0.374	0.336	0.90
0.45	0.437	0.416	0.95
0.50	0.500	0.500	1.00
0.60	0.627	0.671	1.07
0.70	0.748	0.837	1.12
0.80	0.858	0.977	1.14
0.90	0.950	1.067	1.12
0.95	0.982	1.075	1.09
1.00	1.000	1.000	1.00

cuando fluya llena a 3 ft/s. Esta velocidad también debe mantenerse cuando fluya a la tubería entre medio llena y llena, pero si la altura del flujo baja hasta un tercio del diámetro, la velocidad disminuirá a 2.4 ft/s; y a una altura de 0.2 del diámetro su disminución será de 1.8 ft/s.

En la tabla 22.2 se indican las características hidráulicas de las tuberías circulares, lo cual permite calcular la cantidad y velocidad de flujo para una tubería circular parcialmente llena, cuando se conocen los valores respectivos cuando la tubería está llena. La cantidad, en ft^3/s, puede estimarse para flujo total a partir de:

$$Q = \frac{0.463}{n} d^{8/3} S^{1/2} \qquad (22.4)$$

y la velocidad para el flujo total, de

$$V = \frac{0.59}{n} d^{2/3} S^{1/2} \qquad (22.5)$$

donde d = diámetro interior de la tubería, en ft

En la tabla 22.3 aparecen las cantidades y pendientes dadas por esas fórmulas para diversas velocidades y diámetros. La información contenida en las tablas 22.1 a 22.3 puede almacenarse en las memorias de las computadoras para usarlas en el diseño. Pueden obtenerse comercialmente programas para la aplicación de los datos.

Dimensiones mínimas de tuberías ■ En muchas ciudades, el diámetro mínimo permisible de la alcantarilla es de 8 in y en grandes ciudades y áreas metropolitanas el mínimo es de 10 in. En cualquier caso, no se deben usar tuberías de un diámetro menor 6 in debido a la posibilidad de obstrucciones.

Velocidades máximas ■ Deben evitarse altas velocidades en las alcantarillas porque los sólidos arrastrados por el flujo pueden erosionar el conducto. El límite superior usual para alcantarillas sanitarias es de 10 ft/s, pero, para velocidades dentro de ese límite es aconsejable revestir por lo menos la parte inferior de las alcantarillas con materiales resistentes a la abrasión, como por ejemplo bloques de barro vitrificado. Por otra parte, las velocidades máximas de diseño para alcantarillas pluviales pueden ser mucho mayores, cuando sea probable que dichos flujos no ocurran con frecuencia. Los canales de concreto han soportado hasta 40 ft/s sin experimentar ningún daño.

Pérdidas de energía ■ La suposición de un flujo uniforme en canal abierto en el diseño de alcantarillas implica que la pendiente hidráulica, o la superficie de agua, será paralela a la plantilla de la alcantarilla. A menudo esto puede ser cierto, pero donde existan condiciones que cambien la pendiente de la superficie del agua, la capacidad de conducción de la alcantarilla cambiará, a pesar de la continuidad de la pendiente de la plantilla. Esto debe tenerse en cuenta en cálculos hidráulicos de flujo cerca de la intersección de grandes alcantarillas, de cualquier estructura que combine el flujo de dos o más fuentes, de intercambio de cargas de velocidad y presión, y de salidas sumergidas en descargas.

En alcantarillas en curva deben permitirse mayores pérdidas de energía que en alcantarillas rectas. Las pérdidas de energía se pueden determinar mediante la aplicación de fórmulas que se encuentran en obras de referencia de hidráulica.

Para calcular la pérdida de energía causada por el cambio de dirección de alcantarillas en registros de inspección puede bajarse la plantilla del registro en unos 0.04 ft. Si la alcantarilla aumenta de tamaño en el registro, los puntos de profundidad de flujo de diseño de los tubos pueden colocarse a la misma elevación. El descenso de la plantilla puede compensar las pérdidas de carga debidas a los cambios en dimensiones. Por consiguiente, reduce el peligro de que el flujo retroceda y se forme una presión. Si la medida de la alcantarilla se reduce en el registro, se pueden conservar iguales las elevaciones de la plantilla del tubo.

Formas de alcantarillas ■ Al seleccionar una sección de alcantarilla, los calculistas a veces prefieren aquella que permita más altas velocidades tanto en flujos altos como en bajos. Por ejemplo, una sección de forma ovoidal, con el extremo más estrecho hacia abajo, ofrece un área de sección rápidamente decreciente para flujos que disminuyen. Como la velocidad, para una cantidad dada de flujo es inversamente proporcional al área, la velocidad en una sección de forma ovoidal no decae tan rápidamente con el flujo decreciente como con otras secciones, pero el costo de construcción de dichas secciones curvas puede ser más alto que el de formas más sencillas. A menudo se selecciona una

TABLA 22.3 Cantidades, velocidades y pendientes para alcantarillas circulares con caudal lleno*

Diám., in		Velocidad, ft/s						
		2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
8	Q†	0.70	1.1	1.4	1.8	2.1	2.4	2.8
	S‡	3.3	7.5	13.3	20.8	30.0	40.7	53.2
10	Q	1.1	1.6	2.2	2.7	3.3	3.8	4.4
	S	2.5	5.6	9.9	15.5	22.3	30.3	39.6
12	Q	1.6	2.4	3.1	3.9	4.7	5.5	6.3
	S	1.9	4.4	7.8	12.1	17.5	23.8	31.0
15	Q	2.5	3.7	4.9	6.1	7.4	8.6	9.8
	S	1.4	3.2	5.8	9.0	13.0	17.8	23.0
18	Q	3.5	5.3	7.1	8.8	10.6	12.4	14.2
	S	1.1	2.5	4.5	7.1	10.1	13.8	18.1
21	Q	4.8	7.2	9.6	12.0	14.4	17.8	19.2
	S	0.92	2.1	3.7	5.8	8.3	11.3	14.7
24	Q	6.3	9.4	12.6	15.7	18.8	22.0	25.2
	S	0.77	1.7	3.1	4.8	7.0	9.5	12.4
27	Q	8.0	11.9	15.9	19.9	23.9	27.9	31.9
	S	0.66	1.5	2.6	4.1	5.9	8.1	10.5
30	Q	9.8	14.7	19.6	24.5	29.4	34.4	39.3
	S	0.57	1.3	2.3	3.6	5.2	7.0	9.2
33	Q	11.9	17.8	23.8	29.7	35.7	41.7	47.6
	S	0.50	1.1	2.0	3.1	4.5	6.2	8.1
36	Q	14.1	21.2	28.3	35.4	32.4	49.5	56.6
	S	0.45	1.1	1.8	2.8	4.0	5.5	7.2
42	Q	19.2	28.9	38.4	48.1	57.7	67.3	76.9
	S	0.36	0.82	1.5	2.3	3.3	4.5	5.8
48	Q	25.2	37.7	50.3	62.8	75.4	88.0	101
	S	0.30	0.68	1.2	1.9	2.7	3.7	4.9
54	Q	31.8	47.7	63.6	79.5	95.4	111	127
	S	0.26	0.59	1.0	1.6	2.4	3.2	4.2
60	Q	39.2	58.8	78.5	98.1	118	137	157
	S	0.23	0.51	0.90	1.4	2.0	2.8	3.6
66	Q	47.6	71.3	95.1	119	143	166	190
	S	0.20	0.45	0.80	1.2	1.8	2.4	3.2
72	Q	56.5	84.7	113	141	170	198	226
	S	0.17	0.40	0.71	1.1	1.6	2.2	2.8
78	Q	66.4	99.5	133	166	199	232	266
	S	0.16	0.36	0.64	0.99	1.4	2.0	2.5
84	Q	77.0	115	154	192	231	270	308
	S	0.14	0.33	0.58	0.91	1.3	1.8	2.3
90	Q	88.4	133	177	221	265	309	353
	S	0.13	0.30	0.53	0.83	1.2	1.6	2.1
96	Q	101	151	201	252	302	352	402
	S	0.12	0.27	0.48	0.76	1.1	1.5	1.9
108	Q	127	191	254	318	381	444	508
	S	0.10	0.23	0.41	0.64	0.93	1.3	1.7
120	Q	157	236	314	392	471	549	628
	S	0.09	0.20	0.36	0.56	0.81	1.1	1.5

*De la fórmula de Manning [Ecuaciones (22.4) y (22.5)] para $n = 0.013$. Para otros valores de n, multiplíquense por $n/0.013$ las pendientes dadas en la tabla; multiplíquense cantidades y velocidades por $0.013/n$. Las velocidades menores de 2 ft/s no se recomiendan.

†Q = cantidad de flujo en ft^3/s.

‡S = pendiente, en ft/1000 ft.

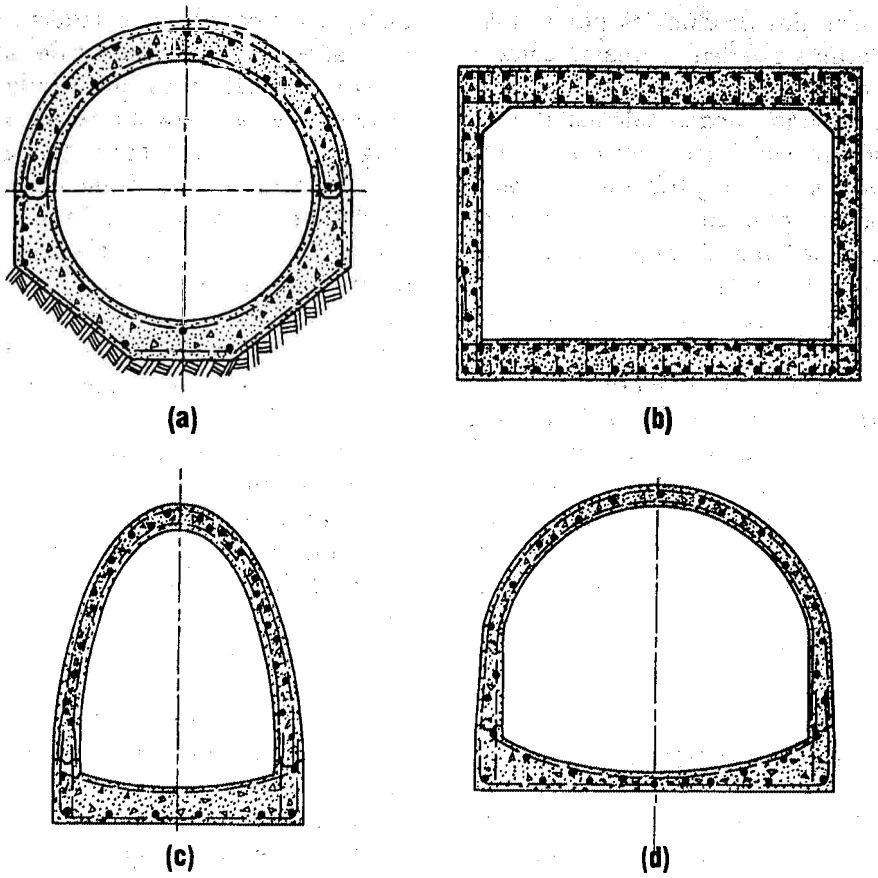


Figura 22.1 Algunas secciones usadas para las alcantarillas de concreto reforzado de grandes dimensiones: (*a*) circular, (*b*) rectangular, (*c*) semielíptica, (*d*) herradura.

forma intermedia, que posea características hidráulicas favorables y un costo relativamente bajo.

Por esta razón se utilizan en general alcantarillas de sección circular, en especial para conductos prefabricados. Esta forma posee el área máxima de sección transversal para el volumen de material las paredes y tiene propiedades hidráulicas bastante buenas (Tabla 22.2) pero, debido a la redondez, existe un costo adicional por colocar la tubería circular, comparada con las secciones de fondo plano.

En la figura 22.1 se muestran algunas formas típicas de secciones que se han utilizado en grandes alcantarillas de concreto reforzado. Las plantillas suelen ser curvadas o contienen una *cuneta* o pequeño canal para concentrar los flujos de pequeña magnitud y obtener velocidades deseables.

Materiales para alcantarillas ■ Las alcantarillas deben construirse de materiales resistentes a la corrosión y a la abrasión y con suficiente resistencia para que, en forma económica, soporten la presión hidráulica, la manipulación y las cargas debidas a la tierra y al tráfico. Entre los materiales que se ajustan a estos requisitos se incluyen el barro vitrificado , el concreto reforzado, el hierro colado, el hierro galvanizado, ladrillo, el asbesto-cemento, el acero recubierto, la fibra embetunada y materiales plásticos de fórmula apropiada a esos fines. Las tuberías para alcantarillas están descritas en las normas federales y especificaciones de la American Public Works Association.

Cargas sobre las alcantarillas ■ Las alcantarillas deben diseñarse con adecuada resistencia para soportar cargas sobrepuestas sin aplastarse, debilitarse o presentar grietas de lado a lado. En general, las cargas se producen por la presión de la tierra o por cargas transmitidas a través de la tierra y pueden suponerse como uniformemente distribuidas.

Las cargas verticales producidas por la tierra sobre las alcantarillas pueden estimarse como se indica en la sección 7.28. Los esfuerzos en alcantarillas de gran tamaño pueden calcularse por la teoría elástica y dimensionarse para que resistan dichos esfuerzos. Las atarjeas y tuberías de alcantarillado de tipo normal pueden seleccionarse, por lo general, con ayuda de tablas de cargas permisibles, elaboradas por los fabricantes.

(G. M. Fair, J. C. Geyer, and D. A. Okun, *Elements of Water Supply and Wastewater Disposal*, John Wiley & Sons, Inc., New York; Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd ed., T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th ed., y H. W. King and E. F. Brater, *Handbook of Hydraulics*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; *Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers* y *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction, Manuals and Reports on Engineering Practice*, No. 37 y 60, respectivamente, American Society of Civil Engineers.)

22.6 Coladeras pluviales

Las coladeras son aberturas en una cloaca o guarnición para pasar el agua pluvial a las alcantarillas. En zonas urbanas, las coladeras se sitúan por lo general en las intersecciones de calles para desviar el agua pluvial antes que llegue a los cruces de peatones, de tal manera que nunca se requiera que el agua tenga que pasar por encima del coronamiento de una calle para llegar a una coladera. Si la cuadra tiene una longitud mayor de 500 ft, puede colocarse una coladera en el punto medio. A lo largo de carreteras rurales, las coladeras se instalan casi siempre en los puntos bajos. El espaciamiento varía, por lo general, de 300 ft para terreno plano y vías rápidas a 600 ft. Pero, se aumenta con frecuencia la capacidad de una coladera para que parte del agua fluya por delante de una entrada hasta llegar a otra situada en un nivel más bajo. En la práctica se construyen tres coladeras para cada curva vertical de pandeo (columpio), una en el punto bajo y una a cada lado de éste cuando la elevación de una cloaca sea unos 0.2 ft más alta. También se necesitan varias coladeras para reducir encharcamientos en los lugares donde el área de desagüe fuera muy grande para una sola coladera en una depresión.

El flujo a través de una coladera se dirige hacia una tubería en el fondo, por medio de un cajón de mampostería o concreto (Fig. 22.2). El tamaño del cajón se determina en general por la longitud de la

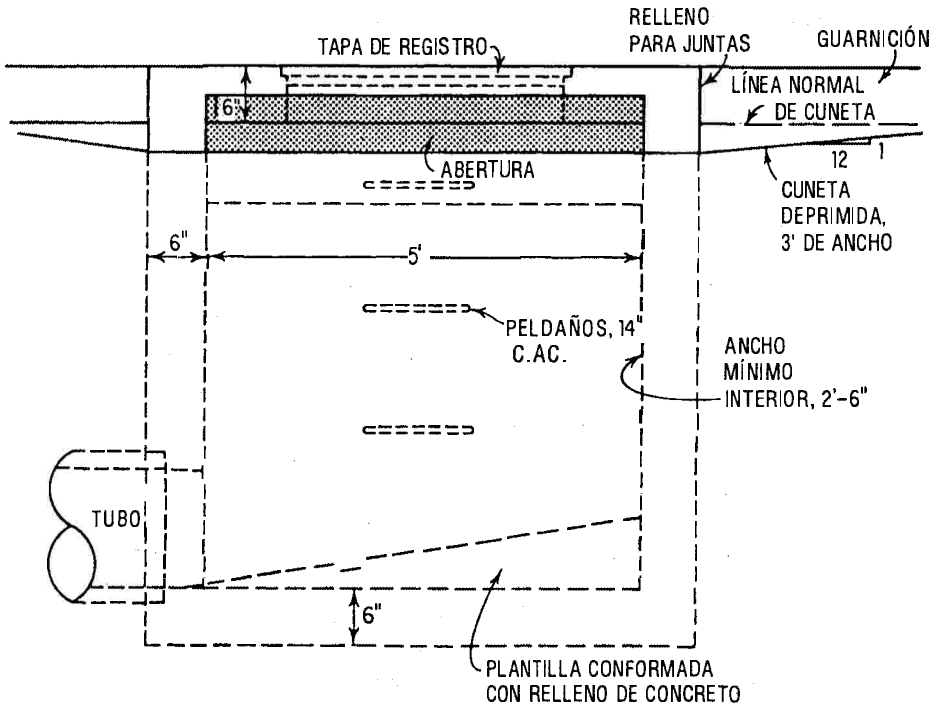


Figura 22.2 Entrada para el agua pluvial, con abertura en la guarnición.

coladera que, a su vez, se determina por la cantidad de escurrimiento que se va a drenar, la profundidad del agua en la cloaca de la coladera y la pendiente de la cloaca. La cantidad de escurrimiento puede estimarse por la fórmula racional [Ec. (22.1)].

Una coladera puede tener la forma de una abertura en la guarnición, de una rejilla en la cloaca o de una combinación de las dos. La capacidad de la coladera del tipo de abertura en la guarnición, cuando se desvía el 100% de flujo de la cuneta puede calcularse de

$$Q = 0.7L(a + y)^{3/2} \qquad (22.6)$$

donde Q = cantidad de escurrimiento, en ft^3/s
L = longitud de la abertura, en ft
a = depresión en la coladera de guarnición, en ft
y = altura del flujo en la coladera, en ft

En la práctica puede bajarse la cloaca hasta cinco in por debajo de la línea normal de la cuneta, a lo largo de la longitud de la coladera. La pendiente de la cloaca es por lo general de 1 in en 12 in. El desnivel puede extenderse hasta 3 ft de la guarnición. La altura o tirante del flujo en la cloaca puede estimarse por la fórmula de Manning.

Las coladeras de rejillas deben colocarse con las barras paralelas a la dirección del flujo. El largo de la abertura debe ser, por lo menos, de 18 in para permitir que el flujo caiga libremente, al caer del lado aguas abajo de la ranura. Para tirantes de flujo hasta de 0.4 ft, la capacidad de la coladera puede calcularse a partir de la fórmula de vertedero

$$Q = 3Py^{3/2} \qquad (22.7)$$

donde P = perímetro, en ft, de la abertura de la rejilla sobre la que fluye el agua, sin tener en cuenta las barras. Para tirantes mayores de 1.4 ft, puede calcularse la capacidad a partir de la fórmula de orificio

$$Q = 0.6A\sqrt{2gy} \qquad (22.8)$$

donde A = área total de la abertura libre, en ft^2
g = aceleración debida a la gravedad, 32 ft/s^2

Para tirantes entre 0.4 y 1.4 ft, no son aplicables ninguna de las fórmulas a causa de la turbulencia. Puede hacer un estimado aproximado utilizando el menor de los valores de Q obtenidos de las ecuaciones (22.7) y (22.8).

Son deseables las **coladeras combinadas**, de modo especial en los puntos bajos, porque las aberturas en la guarnición alivian en las inundaciones si la rejilla se obstruye. Si la rejilla de la cuneta es eficaz, la coladera combinada tendrá una capacidad que sólo es un poco mayor que una coladera similar con rejilla solamente. Por lo tanto, sólo se tendrá en cuenta la capacidad de la rejilla al diseñar una coladera combinada.

Los **sumideros** (Fig. 22.3) son coladeras con un recinto que permite asentar los desperdicios antes que el agua penetre en la alcantarilla. Sin embargo, cuando hay pendientes apropiadas y una cuidadosa construcción, son innecesarios los sumideros, ya que el flujo será suficiente para impedir que se tape la alcantarilla con los desechos. Además, como el agua atrapada en los sumideros puede permitir la cría de mosquitos y tambien ser fuente de malos olores, son preferibles las coladeras sencillas. Por otra parte, es más costoso el mantenimiento de los sumideros, porque hay que limpiarlos con frecuencia.

(*Design and Construction of Sanitary and Storm Sewers*, Manual No. 37, American Society of Civil Engineers; Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; G.M. Fair et al., *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., New York.)

22.7 Registros de inspección

Un registro de inspección o pozo de visita es un recinto construido de concreto o de mampostería para dar acceso a las alcantarillas. La parte inferior en general es cilíndrica, con un diámetro interior de no menos de 4 ft para dejar espacio suficiente para los trabajadores. La parte superior, por lo general, adopta una forma cónica hasta llegar a la abertura de la calle. Esta abertura, de unos 2 ft de diámetro, se tapa con una pesada reja de hierro colado, que se asienta en un marco, tambien de hierro colado. En la figura 22.4*a* se muestra un registro típico para alcantarillas hasta 60 in de diámetro y, en la figura 22.4*b* un tipo utilizado en las alcantarillas más grandes.

Las alcantarillas se interrumpen en los registros para permitir su inspección y limpieza. El flujo pasa

por registros en canales en el fondo. Los peldaños de barrotes, colocados en las paredes del registro, de acero inoxidable o recubiertos y permiten a los obreros bajar dentro de la alcantarilla.

Con alcantarillas de hasta 60 in de diámetro, se colocan los registros de 300 a 600 ft entre sí. Además, se sitúan en las intersecciones de las alcantarillas o donde haya un cambio significativo en la dirección, pendiente o tamaño del tubo. Debido a que en las alcantarillas de gran tamaño es posible que los trabajadores caminen por ellas, pueden espaciarse aún más los registros.

Los **pozos de bajada** se utilizan cuando se une una alcantarilla con otra situada algunos ft más abajo. En general, la alcantarilla inferior entra al registro por el fondo. La alcantarilla superior baja de manera brusca, justamente fuera del registro y penetra en el mismo por el fondo; ahí, un canal auxiliar alimenta el flujo del canal principal. A fin de permitir la limpieza de la alcantarilla superior desde el registro, la alcantarilla superior se extenderá también dentro del mismo, con pendiente constante, hasta pasar la caída de la tubería donde fluyen las aguas de desecho. Aunque es posible unir la alcantarilla superior con la inferior de una manera más gradual, la utilización de un pozo de bajada permite una pendiente razonable y ahorra, por consiguiente, una considerable excavación. Sin embargo, si la bajada o caída es menor de 2 ft, en general es más económica para la alcantarilla superior una pendiente mayor.

Donde se tenga que manejar una gran cantidad de aguas de desecho en una distancia considerable, puede utilizarse un pozo de escalera. Puede suavizarse la caída utilizando planchas horizontales al tresbolillo dentro del túnel, o por medio de un pozo o sumidero en el fondo desde donde los cuales rebosarán las aguas negras para pasar a una alcantarilla situada a un nivel inferior. En una alcantarilla escalonada, unos peldaños de concreto ayudan a suavizar la caída.

La mayor parte de las oficinas gubernamentales de calles y carreteras de obras públicas tienen pla-

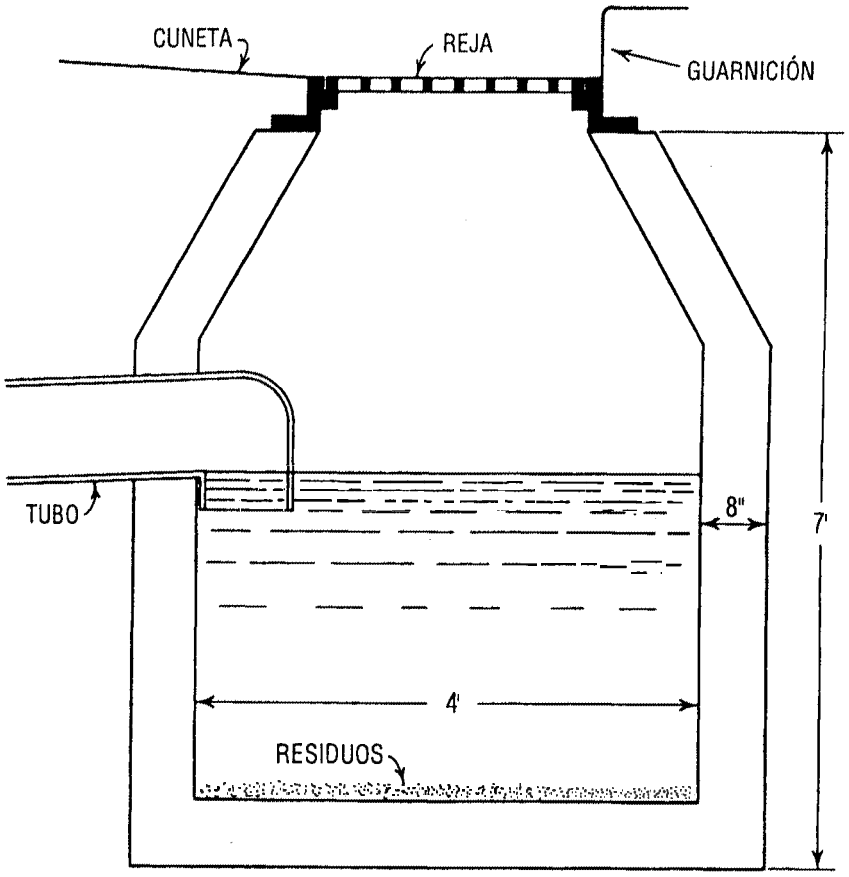


Figura 22.3 Sumidero con entrada de rejilla en la cuneta.

nos estándares para los registros. El uso de registros está disminuyendo, debido a las objeciones de los trabajadores de mantenimiento.

(*Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*, Manual and Report on Engineering Practice No. 60, American Society of Civil Engineers; R.A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

22.8 Descargas de alcantarillas

El tipo de descarga o desagüe depende de la cantidad de aguas de desecho que se ha de descargar, del grado de tratamiento de éstas y de las características de la fuente de eliminación. Se han de colocar salidas para evitar la contaminación de los suministros de agua y crear una molestia. Las descargas sumergidas lejos de la orilla se prefieren a las situadas a lo largo de la orilla o playa, que pueden originar vistas y olores desagradables. Las corrientes deben ser lo suficientemente fuertes para evitar que en sedimentos se acumulen cerca de la salida. Por su situación o apropiada construcción, las salidas deben protegerse contra el socavamiento. Es conveniente tener en la salida una válvula de charnela o una compuerta de cierre automático para evitar la entrada de agua durante la pleamar.

Las descargas de las alcantarillas en mareas, requieren especial atención para asegurar la apropiada dispersión de las aguas de desecho y evitar que la materia flote sobre la superficie del agua. Estos desagües se construyen a menudo con una múltiple descarga en el extremo, con lo cual se esparcen las aguas residuales sobre una amplia zona y con gran volumen de agua. El agua sobre el desagüe debe ser lo suficientemente profundo para realizar la dispersión antes que las corrientes puedan transportar el flujo concentrado de aguas de desecho hacia la

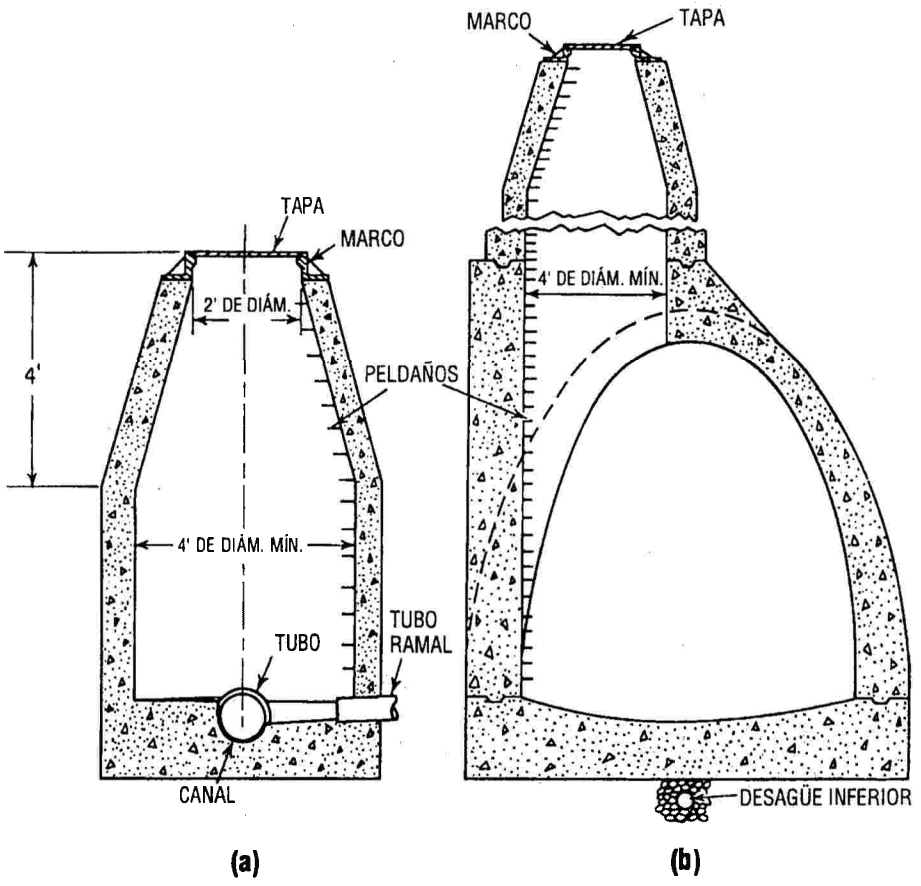


Figura 22.4 Registros de concreto: (*a*) para alcantarillas menores de 60 in de diámetro; (*b*) para alcantarilas grandes.

orilla, sobre los bancos de moluscos, o aguas poco profundas.

El desagüe puede tenderse en el fondo. Para protegerlo contra las olas y la erosión, puede colocarse la tubería en una zanja o entre dos filas de pilotes para que pueda quedar anclada con seguridad.

Una salida que descargue aguas de desecho tratadas en una corriente de agua de pequeñas dimensiones debe protegerse con un cabezal de concreto y un derramadero, también de concreto, situado en el margen como medio para evitar la socavación producida por el flujo del río o por el flujo de las aguas de desecho. Una salida con protección similar puede utilizarse en la margen de un río para descarga de una alcantarilla combinada del agua pluvial de la estación seca. Puede llevarse este flujo más adentro de río mediante una tubería de pequeñas dimensiones colocada en el fondo.

(G.M. Fair et al., *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley, & Sons, Inc., New York.)

22.9 Sifones invertidos

Son alcantarillas que descienden por debajo del gradiente hidráulico. Se utilizan para evitar obstrucciones como son las vías fluviales, tajos de ferrocarril, ferrocarriles subterráneos (metros) y una extensa red de tuberías y construcciones para servicios públicos. Después de pasar bajo una obstrucción, se lleva la tubería a su correspondiente nivel a fin de permitir el flujo de canales abiertos en la continuación, para disminuir la cantidad de excavación y, por tanto, el costo de instalación de la alcantarilla. La porción de la alcantarilla que está bajo el gradiente hidráulico fluye llena y bajo presión, por lo que, debe tener juntas herméticas, construirse con material apropiado y diseñarse para la máxima presión que pudiera esperarse.

Con objeto de impedir que se depositen sólidos y obstruyan el sifón invertido, debe dársele las dimensiones y la pendiente apropiadas para mantener, en lo posible, la velocidad por encima de 3 ft/s. Aunque ha sido buena la experiencia con una sola tubería de 12 a 24 in de diámetro que lleva flujos a tales velocidades, una tubería lo suficientemente grande para manejar el flujo máximo con una velocidad adecuada puede transportar flujos pequeños con velocidades indeseables por lo baja. En este caso, pueden utilizarse dos o más tuberías en paralelo en lugar de una sola.

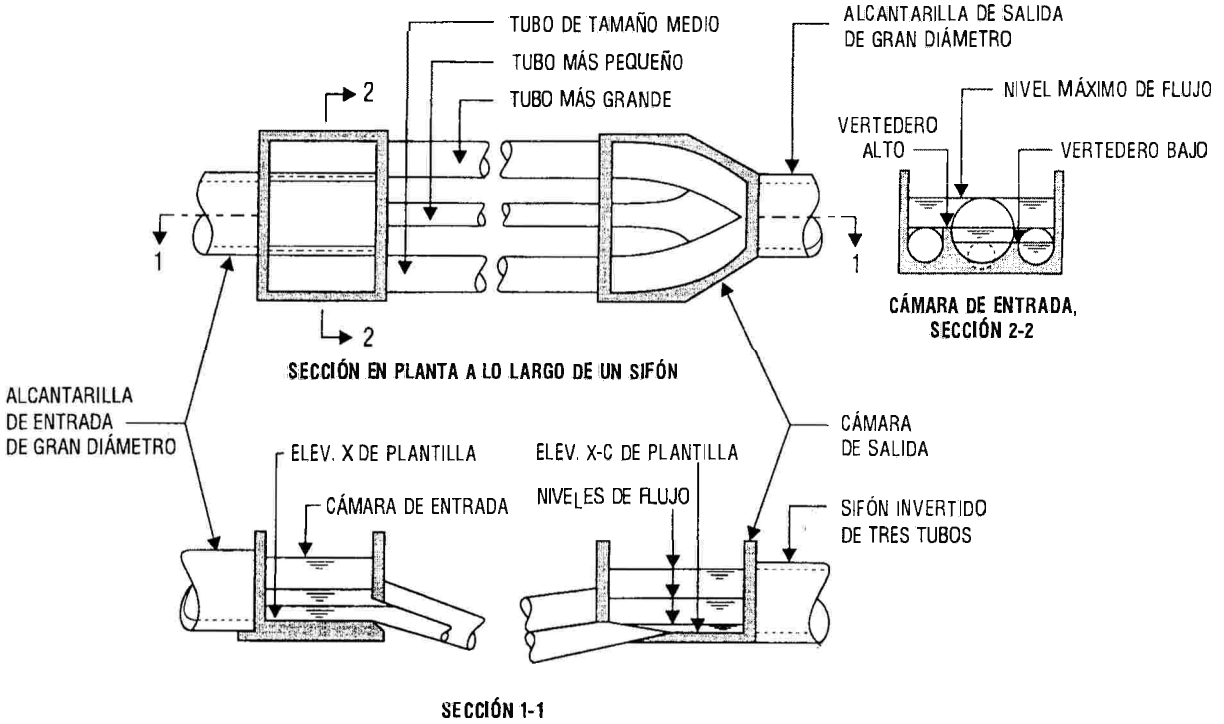


Figura 22.5 Sifón invertido de tres tuberías.

Se construye una cámara de entrada en el extremo aguas arriba del sifón y otra cámara de salida en el extremo aguas abajo. (Fig. 22.5). Estas cámaras pueden estar construidas por recintos de concreto a las que se podrá entrar a través de registros que lleguen hasta el nivel del terreno. En la cámara de entrada de un sifón invertido de tubería múltiple se incorporan, por lo general, reguladores de flujo para controlar el flujo de cada tubería. Como medida de seguridad, la cámara de entrada puede incorporar una tubería de desvío o de rebose, para aliviar la cámara de entrada, en caso que se sobrecargara o se obstruyera el sifón invertido. En la cámara de salida, las plantillas de las tuberías se unen en un solo canal, que se convierte en la plantilla de la alcantarilla de continuidad. Debe hacerse lo necesario en las cámaras para la limpieza y reparación de las tuberías y su drenaje cuando se efectúan las operaciones arriba indicadas. El diseñador siempre debe investigar el gradiente hidráulico que se requiera en la cámara de entrada para evitar la sobrecarga en las tuberías aguas arriba.

Puede usarse un sistema de tres tuberías para una alcantarilla grande combinada. Como se indica en la figura 22.5 a la tubería menor se le asigna el flujo mínimo de la estación seca; a una tubería algo mayor, el exceso, hasta un porcentaje especificado del flujo máximo; y a la mayor de todas, el resto del flujo. Pueden utilizarse vertederos construidos in situ para regular el flujo de cada tubería.

Para alcantarillas grandes, donde la salida del aire atrapado corriente arriba del sifón sería indeseable por los olores, puede que sea necesaria otra tubería para llevar el aire al registro de sifón corriente abajo. La tubería que lleve el aire atrapado debe tener aproximadamente un cuarto del diámetro de la tubería de sifón y puede abarcar o cruzar el obstáculo que el sifón necesitaba.

(T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

12.10 Reguladores del flujo en alcantarillas

Los sistemas de alcantarillado requieren a menudo alguna manera de controlar el flujo, por ejemplo con vertederos, sifones de aliviadero y compuertas y válvulas. Los reguladores pueden emplearse para desviar el flujo de un conducto a otro, o para distribuir el flujo entre varias tuberías.

Una aplicación corriente es controlar el flujo en una alcantarilla combinada cuando la descarga pasa por una planta de tratamiento. El tratamiento del máximo flujo quizá no sea económico, aun cuando fuera practicable. Por consiguiente, se limita al flujo de la planta, en general a un valor doble del flujo en la estación seca. Con este fin se instala un regulador en la alcantarilla para permitir el paso de la cantidad deseada a la planta de tratamiento. El exceso del flujo se desvía a otros conductos, o se descarga sin tratar a una corriente de agua.

Vertedores laterales ■ El vertedero lateral constituye un dispositivo sencillo para esta aplicación, es un vertedero de rebose situado a lo largo de la pared lateral de una alcantarilla combinada (Fig. 22.6*a*). La desviación, en ft^3/s, puede estimarse a partir de la formula de Engels:

$$Q = 3.32 l^{0.83} h^{1.67} \qquad (22.9)$$

donde l = longitud del vertedero, en ft

h = altura del flujo sobre el vertedero agua abajo del mismo, en ft

Vertederos de sifón ■ Aunque de construcción sencilla, los vertederos laterales quizá no puedan controlar el flujo tan estrechamente como se desea. Los vertederos de sifón (Fig. 22.6*b*) son más eficaces, sobre todo para flujos grandes. La salida puede colocarse mucho más abajo de la entrada (pueden utilizarse diferencias en elevación de 33.9 ft al nivel del mar, bajo condiciones normales de presión atmosferica). Los sifones trabajan con cargas más altas que los vertederos y permiten flujos mucho mayores. El control es mejor, pues es posible construir los sifones de tal manera, que se inicie o detenga la descarga con cualquier altura deseada de flujo en la alcantarilla combinada.

El área, de la garganta del sifón, en ft^2, puede determinarse a partir de

$$A = \frac{Q}{c\sqrt{2gh}} \qquad (22.10)$$

donde Q = descarga, en ft^3/s

c = coeficiente de descarga, que varía de 0.6 a 0.8

g = aceleración de la gravedad = 32.2 ft/s^2

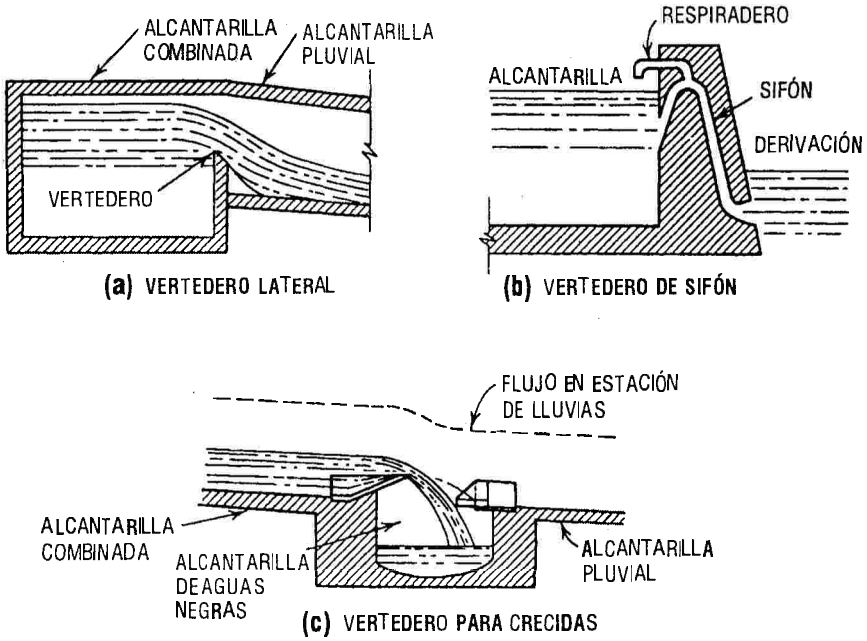


Figura 22.6 Dispositivos reguladores del flujo en alcantarillas.

h = carga hidráulica, ft

Para una operación correcta, el respiradero debe tener un área aproximada de $A/24$. La entrada del sifón debe conformarse, con el fin de minimizar las pérdidas de entrada. La salida debe estar completamente sumergida o sellada por la descarga.

Vertederos de crecidas ■ Un vertedero de aguas pluviales, colocado en la plantilla de una alcantarilla combinada, permite que los flujos bajos caigan por una abertura a la alcantarilla sanitaria (Fig. 22.6*c*). Los flujos mayores, al tener velocidades más altas, saltan por encima de la abertura y descargan por una alcantarilla pluvial. La abertura puede ser ajustable para corregir las inexactitudes en los cálculos basadas en la teoría.

Compuertas y válvulas ■ También puede efectuarse la desviación del flujo por medio de compuertas y válvulas accionadas por un flotador. Por ejemplo, puede permitirse que los flujos bajos lleguen hasta el desagüe por una abertura controlada por una compuerta. Cuando el agua alcance un nivel predeterminado en la cámara de flotación, una válvula de flotador cierra la compuerta para desviar el agua a una derivación. Es necesario que el diseñador disponga el acceso a las cámaras de desviación para su limpieza, ya que los desechos arrastrados a la alcantarilla combinada llenan el canal, obstruye las aberturas y anulan la finalidad del dispositivo regulador de flujo.

22.11 Métodos de construcción de alcantarillas

Las alcantarillas se colocan por lo general en zanjas, pero a veces pueden construirse o instalarse en túneles, o tenderse sobre la rasante y cubrirse con un terraplén.

En la construcción que utiliza zanjas, la línea de la alcantarilla se localiza con respecto a una línea paralela, trazada con teodolito (tránsito) y cinta, lo suficientemente lejos para evitar confusiones. En seguida se marca o se estaca la zanja sobre el terreno, y se excava. Para alcantarillas pequeñas, la posición tanto vertical como horizontal del conducto dentro de la zanja puede determinarse con ayuda de una cuerda colocada a una elevación conveniente, sobre tablas provisionales a través de la zanja, a intervalos de 25 a 50 ft. Para alcantarillas mayores, deben situarse puntos clave con teodolito y cinta.

La excavación de la zanja puede hacerse a mano o con equipos mecánicos, como se describe en la sección 13. En las excavaciones en roca, deben evi-

tarse los explosivos o utilizarse con gran cautela para evitar el colapso de la zanja o dañar las estructuras o servicios cercanos.

La experiencia por lo general indicará si la profundidad y tipo de terreno requiere que los lados de la zanja deban sostenerse con tablestacas y apuntalamientos; si hubiera alguna duda, deben usarse tablestacas para no poner en peligro a los obreros. Los métodos de tablestacas, descritos en la sección 7.24, son aplicables a la construcción de zanjas. A menos que lo prohibieran las especificaciones, con el fin de evitar posibles fallas, pueden recuperarse las tablestacas según avance el proceso de relleno.

Excepto en el caso de arenas movedizas, puede drenarse el agua conduciéndola a sumideros y bombeándola. Pueden necesitarse coladores de pozo para prevenir que se formen arenas movedizas en el fondo de una zanja en terreno arenoso, o para secar el fondo.

El apoyo de la alcantarilla debe conformarse al fondo del mismo, ya sea que el soporte sea la subrasante, un relleno granular o una cama de concreto. En terreno rocoso, la excavación debe hacerse a una profundidad de ¼ del diámetro del conducto colocado abajo del fondo del conducto, pero no menos de cuatro in. El espacio entre fondo de la zanja y el conducto se rellena con grava de ¾ in o concreto pobre (mezcla de 1:4½:9), de tal manera que por lo menos 120° de la tubería se apoyen sobre este relleno.

El tendido de los tubos se hace, por lo general, pendiente arriba. La tubería se tiende con la campana hacia arriba, para recibir las espigas de las secciones siguientes. Por lo general se requiere que la pendiente quede dentro de ½ in de lo especificado.

Las juntas entre los tramos de las tuberías se retacan, por lo general, con una junta plástica o compuerta de caucho y un relleno plástico, de betún o de mortero de cemento portland (mezcla 1:1). Se prefieren tipos de juntas elásticas a las rígidas, pues estas últimas pueden agrietarse a causa del asentamiento diferencial.

Las alcantarillas alimentadoras están equipadas con ramales cortos Y o T, para conectar a los albañales domiciliarios. Si no se hacen dichas conexiones cuando se instalen estos servicios, se fija con mortero un tapón de disco en la bocina de los ramales cortos. Ha de registrarse en las notas de campo la situación de cada uno de los ramales, a fin de que puedan encontrarse cuando haya que hacer la conexión en el futuro. La ubicación generalmente se localiza cerca del registro.

El relleno debe comenzarse tan pronto como sea posible. Se coloca y apisona con cuidado la tierra alrededor del tubo para evitar la alteración de las juntas recién hechas y la creación de presiones laterales altas o desbalanceadas sobre la tubería. El material se coloca por capas que no exceden de seis in de espesor, las cuales en seguida se apisonan ligeramente hasta que cubran la parte alta de la tubería. El relleno inicial de la zanja que haya alrededor del tubo flexible es de importancia crítica y debe evaluarse en cada instalación. Es necesario colocar un relleno adecuado para el tubo flexible, para evitar excesiva flexión vertical y subsecuente aplastamiento del tubo.

La parte superior de relleno debe apisonarse fuertemente, para reducir futuros asentamientos, si la superficie sobre la zanja debe pavimentarse. El relleno se ha de colocar cuidadosamente en toda su extensión y no deben utilizarse materiales que puedan permitir un excesivo asentamiento.

No es necesario apisonar el relleno de las zanjas en el campo. Después que se haya vuelto a colocar el material de la zanja propiamente excavada, puede dejarse el montículo formado para que se asiente de un modo natural.

Las alcantarillas de grandes dimensiones, colocadas en zanjas, en general se construyen de concreto reforzado y se vacían en formas que pueden volver a utilizarse. Es frecuente que la plantilla se solidifique primero y luego las formas de la parte superior se apoyan sobre el concreto endurecido de la plantilla.

Para coladeras en los túneles, se pueden utilizar los métodos descritos en la sección 20.

(*Gravity Sanitary Design and Construction*, Manual and Report on Engineering Practice No. 60, American Society of Civil Engineers, New York.)

22.12 Estaciones de bombeo de aguas de desecho

Se usan estaciones de bombeo cuando es necesario bombear las aguas de desecho a un nivel más alto. La instalación puede ser subterránea o por encima del nivel del terreno y alojada en un edificio (para una descripción sobre bombas de aguas negras, véase la sección 22.13).

La mayor parte de las instalaciones poseen, por lo menos, dos bombas. Una está disponible como repuesto, lista para entrar en funciones si falla la primera. Las estaciones maestras de bombeo deben tener por lo menos tres bombas; con la mayor de

ellas fuera de servicio, las otras dos deben manejar el flujo de diseño. Varias bombas de diferente capacidad permiten flexibilidad de operación. La menor de las bombas debe manejar el flujo mínimo; las otras pueden ponerse en operación en sucesión según aumente el flujo.

En una estación de bombeo de pequeñas dimensiones, las aguas pueden fluir a un registro de inspección o a un tanque. Puede instalarse una bomba horizontal en un compartimiento "seco" junto al registro, o instalar una bomba vertical en el techo del tanque (Fig. 22.7). En una estación de bombeo de gran capacidad, las aguas de desecho fluyen a un pozo de aspiración. Las bombas pueden instalarse arriba o en un pozo seco adyacente.

Es frecuente que las bombas operen automáticamente cuando el líquido en el pozo de aspiración alcanza un nivel prefijado (véase, por ejemplo, Fig. 22.7). Los motores pueden arrancar y parar por medio de interruptores operados por una varilla de flotación, que sube y baja con el nivel del líquido. Se proveen por lo común dos fuentes de energía eléctrica para asegurar la continuidad de la operación. Si no hay encargados en la estación automática, debe hacerse lo necesario para que suene una alarma y se registre en una estación alejada, cuando falle una bomba o el nivel del líquido sobrepase una elevación prefijada.

La filtración en un pozo seco debe llevarse a un sumidero. Puede drenarse por medio de una de las bombas de aguas de desecho o por una bomba especial. Esta bomba puede tener una línea de succión hasta el pozo de aspiración para drenarlo cuando haya que limpiar y reparar.

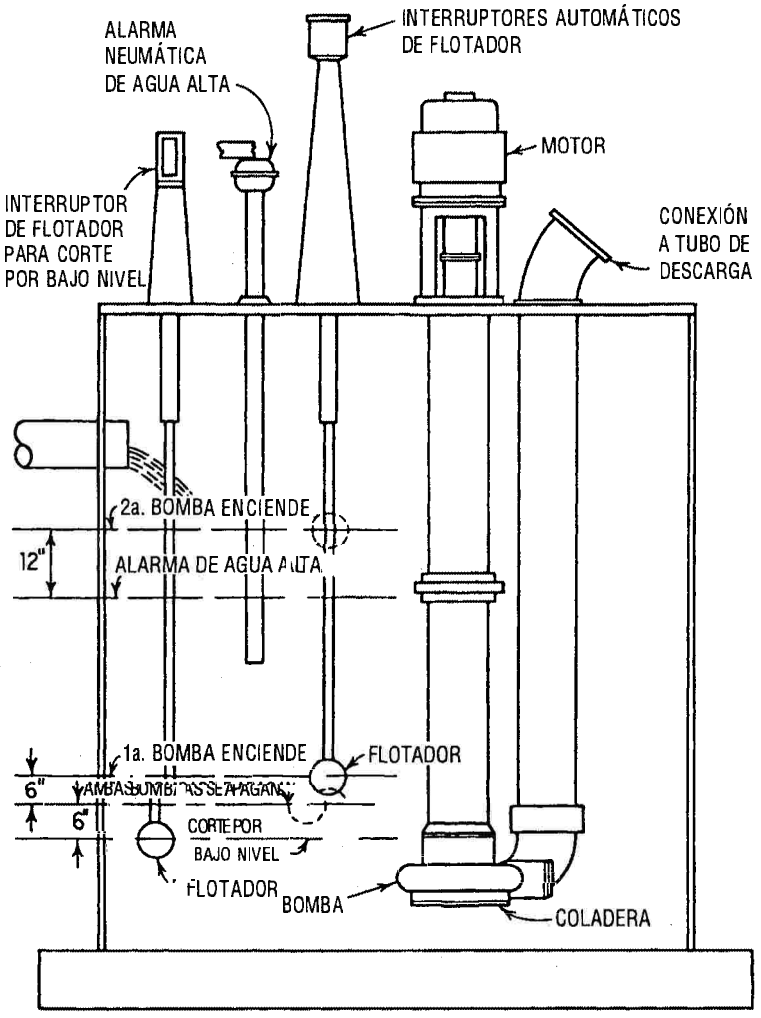


Figura 22.7 Pequeña estación automática de bombeo de aguas de desecho.

El pozo de aspiración por lo general es de pequeñas dimensiones, para impedir la acción séptica de las aguas de desecho y debe diseñarse para manejar el máximo sin que rebose. El pozo debe tener un respiradero al exterior, para evitar la acumulación de olores; puede dividirse en dos compartimientos interconectados, los cuales se aíslan para su limpieza y reparación por medio del cierre de una compuerta.

Las bombas, aunque sean a prueba de obstrucción, deben protegerse de los desechos en las aguas negras, por medio de una rejilla. Para ese objeto, se puede colocar una rejilla de canasta en la alcantarilla de entrada o una rejilla de barras adelante del pozo húmedo. Si la rejilla se tapa con frecuencia, se puede instalar un triturador para desmenuzar los materiales antes de bombear.

(T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th ed., y Metcalf & Eddy, Inc. *Wastewater Engineering: Collection and Pumping of Wastewater*, McGraw-Hill Publishing Company,. New York; *Design of Wasterwater and Stormwater Pumping Stations*, MOP No. FD-4, Water Enviromental Federation, Arlington, Va.)

22.13 Bombas para aguas de desecho

Aunque las aguas de desecho en general fluyen por gravedad a través de los conductos y las plantas de tratamiento, a veces se requiere bombeo. Éste podría ser el medio más económico de conducir las aguas de desecho más allá de una colina, o la única manera de pasar estas aguas desde un sótano a un nivel más alto. Cuando, debido a las pendientes de la plantilla que son más convenientes, fuera necesario construir la alcantarilla demasiado profunda, lo cual elevaría los costos de construcción, un método más económico sería elevar las aguas de desecho por medio de una planta de bombeo y dejar fluir por gravedad. De manera semejante, podría ser necesario bombear para dar suficiente carga hidráulica para que el agua fluya por gravedad a través de una planta de tratamiento.

Se utilizan por lo común bombas centrífugas "a pruebas de obstrucción", capaces de dejar pasar sólidos con un tamaño máximo de cerca de 80% del diámetro interior de las tuberías de succión y descarga de la bomba. Estas bombas de voluta de aspiración simple pueden carecer de aletas o tener dos álabes directores. En algunos casos sería conveniente la colocación de cámaras desarenadoras antes de las bombas, para evitar el desgaste acelerado de éstas y podrían justificarse las coladeras, quizá de limpieza mecánica.

Las bombas se accionan con motores eléctricos, los tipos preferidos poseen alta eficiencia en un amplio campo de condiciones de operación, pero la seguridad es la característica más importante. También son deseables las bombas, de baja velocidad para una larga vida y menos ruido.

El eje de la bomba puede ser horizontal o vertical. Las bombas verticales permiten la instalación de los motores encima del pozo de bombas donde es menos probable que se dañen por inundaciones.

Los eyectores de aguas de desecho, operados con aire comprimido, constituyen una alternativa para las bombas centrífugas a prueba de obstrucciones. En edificios donde se disponga de aire comprimido, estos eyectores pueden usarse como bombas de sumidero.

En un tipo de eyector de aguas de desecho de uso corriente, éstas fluyen a una cámara de almacenaje hasta que se llena. Durante este tiempo, se extrae el aire de la cámara según sube el nivel del liquido. Una varilla flotadora cierra la salida del aire y abre una entrada de aire comprimido; éste obliga a que las aguas de desecho salgan por la tubería de descarga. Cuando se vacía la cámara de almacenaje, la válvula del flotador cierra la válvula de entrada de aire comprimido y abre la descarga del aire. La válvula de retención en la entrada y salida de las tuberías impide el retroceso del flujo.

(T.G. Hicks, *Pump Application Engineering*, e I. Karassik, Pump Handbook 2d ed., McGraw-Hill Publishing Company,. New York, véase también sección 22.12)

22.14 Características de las aguas de desecho domésticas

En general, las aguas de desecho contienen menos del 0.1% de materias sólidas. Gran parte del flujo parece agua del baño o de la lavandería y, flotando por encima, basuras, papeles, cerillos y trapos, pedazos de madera y heces fecales. Pasadas unas horas, a temperaturas por encima de 40°F, las aguas de desecho se vuelven hediondas. Más tarde pueden volverse sépticas, predominando a menudo los

olores del ácido sulfhídrico de los mercaptanos y otros compuestos de azufre. Mientras más compuestos putrescibles haya en las aguas de desecho, mayor será su concentración o fuerza. En general, la fuerza variará con la cantidad de materia orgánica, consumo de agua per cápita y la cantidad de desperdicios industriales.

Sólidos ■ Los sólidos totales presentes en las aguas de desecho comprenden los sólidos en suspensión y disueltos. Alrededor de una tercera parte de los sólidos totales están en suspensión. Sólidos en suspensión son los que pueden filtrarse. Por lo general, más de la mitad de esos sólidos está constituida por materia orgánica.

Los sólidos en suspensión incluyen sólidos sedimentables y coloides; los primeros se precipitan en los tanques de sedimentación en periodos corrientes de sedimentación. Los coloides, casi todos materia orgánica, tienen un diámetro menor de 0.0001 mm y pueden permanecer en forma indefinida en suspensión. Pasan a través del papel filtro, pero quedan retenidos en una membrana filtrante. Es conveniente la eliminación de los sólidos suspendidos en las aguas de desecho, ya que contienen contaminantes orgánicos insolubles e inorgánicos donde crecen bacterias y virus.

Los sólidos disueltos son el residuo de la evaporación al removerse los sólidos suspendidos. Los sólidos disueltos en exceso pueden tener efectos contrarios en organismos vivos, sabor, irrigación y en la blandura del agua, y reutilización del agua después del tratamiento.

Los sólidos también pueden clasificarse como volátiles o fijos. La pérdida de peso cuando se incineran los sólidos secos se atribuye a los sólidos volátiles, que se consideran como materia orgánica. El residuo comprende los sólidos fijos, como las sales, que se suponen inorgánicas.

Contenido orgánico ■ El contenido orgánico de las aguas de desecho puede clasificarse como nitrogenado y no nitrogenado. Los principales compuestos nitrogenados son proteínas, urea, aminas y aminoácidos; los principales no nitrogenados incluyen jabones, grasas, y carbohidratos.

Análisis de aguas de desecho ■ Se efectúan ensayos en aguas de desecho para determinar su fuerza, efectos potenciales dañinos al eliminarlas, y el avance que se realiza en su tratamiento. Los ensayos que más corrientemente se efectúan miden:

Sólidos en suspensión.

Demanda bioquímica de oxígeno (BOD).

Cantidad de amoniaco, que disminuye con el tratamiento.

Nitritos y nitratos, que aumentan con el tratamiento.

Oxígeno disuelto.

Materias solubles en éter, o sebos y grasas, que pueden formar una espesa nata.

Valor del pH, que disminuye, indicando mayor acidez según se pudren las aguas negras.

Demanda química de oxígeno, que se aproxima al contenido carbonoso total oxidable.

Fósforo, el cual puede estimular el crecimiento indeseable de algas en lagos y corrientes.

Metales pesados, como el mercurio, plata y cobre, que son tóxicos.

Carbono orgánico total (TOC, por sus siglas en inglés) que se determina en grandes laboratorios o en plantas industriales; los laboratorios pequeños no cuentan con los aparatos adecuados para hacer esta prueba.

Demanda de cloro, la cantidad de cloro que se añade a las aguas de desecho para producir residuos después de cierto tiempo, que suele ser de 15 minutos.

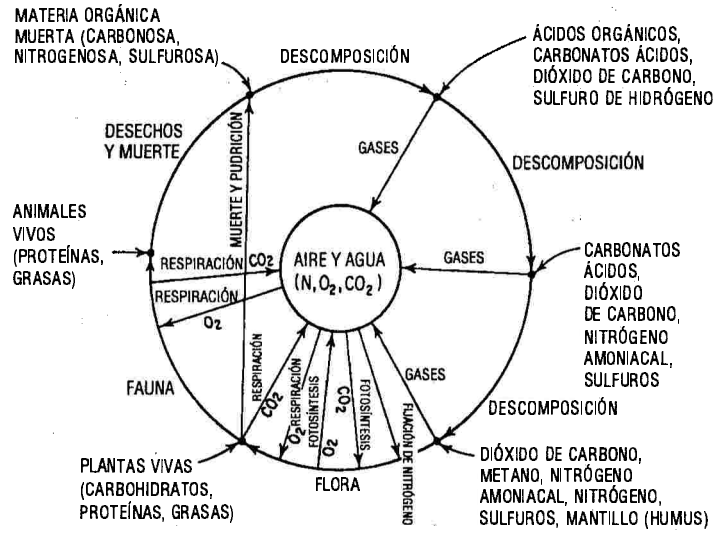
Bacterias y otros microorganismos.

Se requieren ensayos coliformes. Deben requerirse pruebas coliformes fecales cuando se descarguen aguas negras en aguas para balnearios o para beber o en aguas sujetas a las mareas.

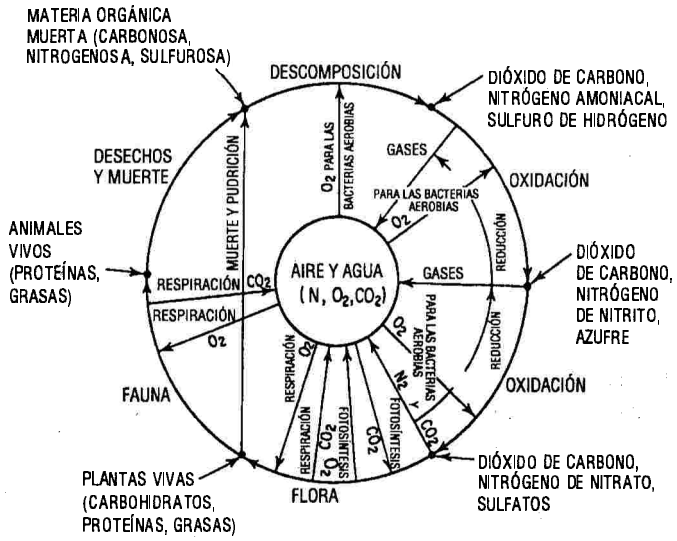
Bacterias ■ Pueden se aerobias, que requieren aire para vivir; anaerobias, que viven sin aire, o facultativas, que pueden vivir con aire o sin él. (Algunas pueden ser patógenas, causantes de enfermedades intestinales. Si estuvieran presentes, quizá haya que clorar las aguas negras, o tratarlas de cualquier otro modo para eliminar tales bacterias, según sea el método de eliminación.) Las bacterias son útiles para estabilizar las aguas de desecho, descomponiéndolas en sustancias que no presentan descomposición ulterior.

Las bacterias anaerobias se utilizan en la digestión de lodos; la estabilización de materia orgánica separada de aguas de desechos por sedimentación. La estabilización anaerobia lleva más tiempo que la aerobia, es más sensible a las condiciones ambientales y produce olores más desagradables. Como el proceso es muy largo, no se le lleva en general hasta la estabilización total, sino hasta una etapa donde la descomposición adicional se produce lentamente. La estabilización forma parte de un ciclo en que los productos de la descomposición se convierten en alimentos para plantas, y a su vez en alimentos para el hombre y animales y, finalmente, en desperdicios (Fig. 22.8*a*).

Las bacterias aerobias sirven para la autopurificación de las corrientes de agua, filtros percoladores, y el método de tratamiento con lodo activado. En corrientes de agua, puede haber oxígeno de diversas fuentes: absorción de aire en la superficie del agua; liberación por algas, que absorben el dió-



(a)



(b)

Figura 22.8 Ciclos del carbono, del nitrógeno y del azufre en: (*a*) descomposicón anaerobia; (*b*) descomposición aerobia. (*De E. W. Steel and T. J. McGhee, Water Supply and Sewerage, McGraw-Hill Book Company, New York.*)

xido de carbono y liberan oxígeno y la producción por descomposición de compuestos, como los nitratos. En filtros percoladores, el oxígeno se suministra al permitir que las aguas de desecho pasen por medios filtrantes mientras el aire circula por los vacíos. En el proceso de lodo activado, se suministra el oxígeno pasando aire a través de una mezcla de aguas de desecho con lodo previamente activado y agitando fuertemente la mezcla para disolver el aire en el líquido. También en la estabilización aerobia tiene lugar la descomposición por etapas y forma parte de un ciclo (Fig. 22-8*b*). Si el suministro de oxígeno no es adecuado, tendrá lugar una acción anaerobia y se producirán olores desagradables.

BOD y COD ■ La cantidad de oxígeno empleado durante la descomposición de materia orgánica es la de demanda bioquímica de oxígeno (BOD). Ésta es una medida de la cantidad presente de materia orgánica biodegradable. Si la BOD de un agua de desecho arrojada a una corriente o lago excede el contenido de oxígeno de este cuerpo, este oxígeno se usará en forma total y la corriente o lago se convertirá en séptico en la zona de descarga. En estas condiciones es imposible la vida de peces y plantas acuáticas.

La BOD se determina diluyendo una muestra de aguas de desecho con agua que contiene una cantidad conocida de oxígeno disuelto y almacenando la mezcla durante cinco días a 20°C. Se mide el contenido de oxígeno al final de dicho periodo y se presenta la diferencia como BOD.

Al final de un periodo de t días a 20°C,

$$\text{BOD} = O(1 - 100^{-K_1 t}) \qquad (22.11)$$

donde O = demanda de oxígeno cuando $t = 0$ o al inicio de cualquier periodo de oxidación

K_1 = coeficiente de desoxigenación, 0.1 para aguas de desecho, pero puede variar desde menos de 0.05 hasta más de 0.2. Para temperaturas diferentes de 20°C, multiplíquese K_1 para 20°C por 1.047^{T-20}. Los análisis de regresión de datos de laboratorio se deberían usar para determinar el K_1 para el agua de desecho que se examine.

T = temperatura, en °C

Para obtener la demanda inicial de oxígeno a temperaturas distintas de 20°C, multiplíquese O para 20°C por $0.02T + 0.6$.

La carga en un cuerpo receptor de agua se estima a partir de la población que se considera. Por ejemplo, la BOD de 5 días, en libras por persona por día, puede tomarse como 0.2 para aguas domésticas de desecho, 0.3 para aguas de desecho y pluviales, y 0.5 cuando la combinación contiene grandes cantidades de agua industrial de desecho.

En ocasiones, la concentración de agua de desecho se expresa como **población equivalente**, es decir, el número requerido de personas para crear la demanda total de oxígeno por día del agua de desecho. Por ejemplo, supóngase que el agua de desecho tiene una BOD de 5 000 libras/día. La población equivalente puede tomarse entonces como $5000/0.2 = 25\,000$ personas.

Como ejemplo del uso de la BOD, considérese una zona residencial de 100 000 personas que genera 25 mgd de flujo de desecho, los cuales se vierten a un río que no tiene BOD y con un contenido de oxígeno disuelto de 10 ppm. El contenido permisible de oxígeno aguas abajo es 6.5 ppm. ¿Cuál deberá ser el flujo del río?

La demanda total de oxígeno puede considerarse como $100\,000 \times 0.2 = 20\,000$ lb/día. Como un galón de agua pesa 8.33 lb, esto para 25 mgd de agua de desecho es equivalente a

$$\frac{20000}{25 \times 8.33} = 96 \text{ ppm o mg/L}$$

El flujo Q requerido en el río, en mgd, debe abastecer este exígeno, Por lo tanto

$$8.33(10 - 6.5)Q = 20\,000 \quad \text{y} \quad Q = 686 \text{ mgd}$$

Parte de la materia orgánica en el agua de desecho, como los pesticidas, pueden no ser degradables biológicamente; no se mide por las BOD. Algo de esta materia puede tener efectos adversos a largo plazo en organismos vivos y crear sabor, olor y color indeseables en el cuerpo receptor de agua. La demanda química de oxígeno (COD) es una medida de las cantidades de esta materia presente en el agua. La COD, como se determina en la prueba de COD, también incluye la demanda de materia degradable biológicamente porque puedan oxidarse más compuestos química que biológicamente. Por esto, la COD es mayor que la BOD. Hay tratamientos para remover la COD y la BOD de aguas de desecho.

TABLA 22.4 Estabilidad relativa de aguas de salida de una planta de tratamiento

Tiempo a 20°C, o tiempo necesario para la decoloración del azul de metileno, en días	Proporción oxidada, o estabilidad relativa, en %	Tiempo a 20°C, o tiempo necesario para la decoloración del azul de metileno en días	Proporción oxidada, o estabilidad relativa, en %
0.5	11	8.0	84
1.0	21	9.0	87
1.5	30	10.0	90
2.0	37	11.0	92
2.5	44	12.0	94
3.0	50	13.0	95
4.0	60	14.0	96
5.0	68	16.0	97
6.0	75	18.0	98
7.0	80	20.0	99

La **estabilidad relativa** es una medida de la cantidad de oxígeno necesaria para estabilizar la descarga de una planta de tratamiento de aguas de desecho. En la tabla 22.4 se muestra cómo la estabilidad relativa varía con el tiempo de retención a 20°C. En la tabla se indica que el proceso aerobio está casi totalmente completo después de 20 días. Si se conoce el tiempo requerido para agotar el oxígeno de descarga, la estabilidad relativa dada por la tabla 22.4 se toma también como el porcentaje de la demanda inicial de oxígeno, O, que ha sido satisfecha.

Puede determinarse el tiempo si se agrega a una muestra de aguas negras una pequeña cantidad de azul de metileno, un tinte de anilina. Al agotarse el oxígeno de las muestras, las bacterias anaerobias se vuelven activas; liberan enzimas que le quitan el color al tinte. El tiempo requerido, a 20°C, para que este proceso tenga lugar, puede utilizarse junto con la tabla 22.4 para determinar el porcentaje de la materia orgánica estabilizada. Por ejemplo, una muestra que se decolora en cinco días tiene una estabilidad relativa de un 68%. Sólo resta un 32% de la demanda inicial de oxígeno. Tales aguas negras pueden ser suficientemente estables para descargarse en una corriente de agua.

Como la concentración y composición de las aguas de desecho varían considerablemente durante todo el día, debe obtenerse una muestra representativa para cada tipo de ensayo. El muestreo y los análisis deben hacerse según se indica en los Standard Methods for the Examination of Water and Sewage, American Public Health Association, 1015 18th St., NW, Washington, DC 20036; American Water Works Association, 6666 Quincy Ave, W., Denver, CO 80235; Water Environmental Federation, Arligton, Va.

(R.A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmetal Engineering*, Metcalf & Eddy, Inc., *Waste-Water Engineering*, TJ McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 3rd ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; G. M. Fair J. C. Geyer and D. A. Okun, *Elements of Water Supply and Wastewater Disposal*, John Wiley and Sons, Inc., New York; L. D. Benefield and C. W. Randall, *Biological Process Design for Wastewater Treatment*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.)

22.15 Tratamiento y eliminación de aguas de desecho

Debido a las características perjudiciales de las aguas de desecho en crudo (sección 22.14) éstas deben tratarse antes de su eliminación, misma que requiere la consideración de muchos factores, en especial su peligro para la salud, olores, apariencia y otras molestas condiciones, y la economía. La selección del tipo y grado del tratamiento depende de la naturaleza del agua de desecho cruda, la calidad de esta agua después del tratamiento, costo

inicial de la planta de tratamiento, costos de operación y mantenimiento, confiabilidad en el proceso, capacidad para la eliminación del lodo producido, el potencial de contaminación del aire debido a los contaminantes removidos, agentes químicos requeridos en el tratamiento, energía empleada en el proceso, necesidad de espacio para la planta de tratamiento y peligros potenciales dentro de la planta y en la zona circunvecina, en el caso de que falle la planta o durante el transporte de materiales a la planta o fuera de ésta.

Se utilizan diversos métodos para la eliminación de aguas de desecho domésticas sobre el terreno: estanques o lagunas de oxidación (sección 22.26); irrigación, incineración (sección 22.33); entierro, mezcla de desechos pulverizados con fangos activados de aguas negras; deshidratación y reconversión en fertilizante.

La **irrigación** tiene importancia porque permite recuperar el contenido de agua, para reabastecer el agua subterránea. Puede usarse irrigación superficial, anegación o irrigación subterránea. *La irrigación superficial* descarga las aguas sobre el terreno. Parte se evapora y parte se filtra en el terreno, pero una cantidad considerable permanece en la superficie y debe recogerse en canales superficiales de drenaje. El método no resulta eficaz para las aguas de desecho domésticas. Sin embargo, se ha utilizado con éxito una modificación: la *irrigación por aspersión* para algunos desechos industriales. *La irrigación por anegación* descarga también las aguas de desecho sobre el terreno, pero estas aguas negras se filtran y se recogen, por lo general, en drenes subterráneos. El suelo actúa como filtro y purifica en parte el desperdicio. Pero, a menos que se purifiquen las aguas negras antes de la irrigación, pueden producirse olores e insectos, el suelo puede atascarse con la grasa o el jabón, y el agua superficial y la subterránea pueden contaminarse. La irrigación superficial se usa a veces para regar y fertilizar cosechas, pero esta aplicación puede constituir un peligro potencial para la salud, a menos que se haya estabilizado y desinfectado la descarga con el tratamiento. Otra forma para irrigar, *la irrigación subterránea*, se utiliza con frecuencia en pozos de absorción (sección 22.24) y en fosas sépticas (22.23).

Autopurificación ■ Se descargan las aguas de desecho domésticas, con tratamiento extensivo o sin él, diluyéndolas en una masa natural de agua. Luego se efectúa el tratamiento completo o parcial dentro del agua. A veces tiene lugar la autopurificación. Ocurre con mayor frecuencia que, si las aguas no se han sometido a un tratamiento adecuado, la masa de agua se contamina. Puede ser insegura para el suministro de agua y la natación; puede contaminar o matar peces y moluscos, además, de producir olores y tener desagradable aspecto. Por consiguiente, es deseable un tratamiento compatible con las características de autopurificación de la masa de agua y lo requieren generalmente las leyes. Hoy en día se requiere tratamiento secundario en la mayor parte de los estados de la Unión. Pueden imponerse requisitos para un tercer tratamiento, con el fin de proteger la calidad del agua de los ríos.

En el agua contaminada, la descomposición de materia orgánica utiliza oxígeno del agua. Si hay un abasto adecuado de oxígeno, puede satisfacerse la BOD y quedar suficiente oxígeno disuelto para mantener la vida de los peces. Si no fuese así, tendrá lugar la descomposición anaerobia (sección 22.14); el agua se vuelve séptica y maloliente e incapaz de mantener la vida de los peces.

Generalmente el agua no contaminada está saturada de oxígeno. En la tabla 22.5 se muestra la cantidad de oxígeno que el agua puede mantener en solución a diversas temperaturas. La cantidad de saturación depende de la concentración de sustancias disueltas. El agua salada, por ejemplo, contiene aproximadamente un 80% de la cantidad de oxígeno que contiene el agua dulce.

El **déficit de oxígeno** D es la diferencia entre el contenido de saturación y el contenido real, en ppm o mg/L. A medida que se saca oxígeno del agua, la pérdida queda compensada por la absorción atmosférica de oxígeno en la superficie. La proporción con que ocurre ésta depende del déficit D, de la cantidad de turbulencia, y de relación entre el volumen de agua y el área de superficie. En cualquier momento t, en días, es

$$D = \frac{K_1 O}{K_2 - K_1}(10^{-K_1 t} - 10^{-K_2 t}) + 10^{-K_2 t} D_o \qquad (22.12)$$

donde K_1 = coeficiente de desoxigenación (véase la ecuación 22.11)

K_2 = coeficiente de reaereación, que varía de 0.05 a 0.5 a 20°C, depende de la profundidad, velocidad y turbulencia del agua. Para temperaturas distintas de 20°C, multiplíquese K_2 por 1.047^{T-20}

TABLA 22.5 Solubilidad del oxígeno en agua dulce, a nivel del mar

Temperatura		Oxígeno disuelto, en ppm o mg por litro	Temperatura		Oxígeno disuelto en ppm o mg por litro
°C	°F		°C	°F	
1	33.8	14.23	16	60.8	9.95
2	35.6	13.84	17	62.6	9.74
3	37.4	13.48	18	64.4	9.54
4	39.2	13.13	19	66.2	9.35
5	41.0	12.80	20	68.0	9.17
6	42.8	12.48	21	69.8	8.99
7	44.6	12.17	22	71.6	8.83
8	46.4	11.87	23	73.4	8.68
9	48.2	11.59	24	75.2	8.53
10	50.0	11.33	25	77.0	8.38
11	51.8	11.08	26	78.8	8.22
12	53.6	10.83	27	80.6	8.07
13	55.4	10.60	28	82.4	7.92
14	57.2	10.37	29	84.2	7.77
15	59.0	10.15	30	86.0	7.63

T = temperatura, en °C

O = demanda de oxígeno para $t = 0$, en ppmomg/L

D_0 = déficit de oxígeno en el punto de contaminación o $t = 0$ ppm o mg/L

(H. W. Streeter, *The Role of Atmospheric Reaeration of Sewage-Polluted Streams*, Transactions, American Society of Civil Engineers, vol. 89, pp. 1355, 1926.)

En la figura 22.9, la curva de desoxigenación indica la cantidad de oxígeno disuelto que queda en cualquier momento a medida que se estabilizan las aguas de desecho con su demanda inicial de O, si no se reemplaza el contenido de oxígeno. La curva de reaereación muestra la cantidad de oxígeno nuevo que se disuelve durante ese mismo período. La curva de inflexión o de pandeo del oxígeno representa, en cualquier momento, el oxígeno presente disuelto, la suma del oxígeno restante después de la desoxigenación, y el oxígeno de reaereación. El déficit de oxígeno, D, como lo indica la ecuación (22.12), es la ordenada de la curva de pandeo del oxígeno medida desde la línea horizontal que representa el contenido de oxígeno en el punto de saturación.

El punto más bajo, o crítico, de la curva de pandeo indica la ocurrencia del mínimo oxígeno disuelto, o déficit máximo. El tiempo en que esto ocurre puede calcularse de

$$t_c = \frac{1}{K_1(f-1)} \log f\left[1 - \frac{D_o}{O}(f-1)\right] \quad (22.13)$$

donde $f = K_2/K_1$ = coeficiente de autopurificación.

Cuando $f = 1$,

$$t_c = \frac{0.434}{K_1}\left(1 - \frac{D_o}{O}\right) \quad (22.14)$$

El déficit crítico está dado por

$$D_c = \frac{O}{f} 10^{-K_1 t_c} \quad (22.15)$$

La carga contaminante O que puede absorber una corriente de agua depende del valor de D_c, de los coeficientes f y K_1 y el déficit inicial, D_o. El valor permisible de D_c, lo establecen generalmente las leyes. El déficit inicial se establece por la contami-

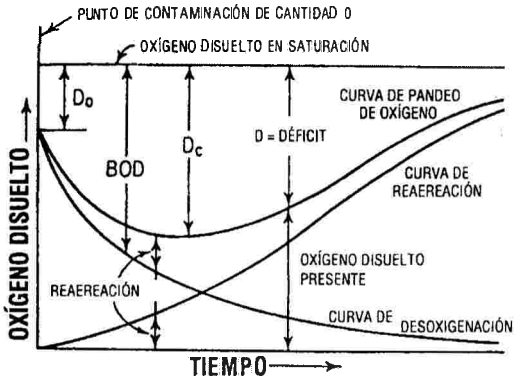


Figura 22.9 Las curvas muestran la variación en el contenido de oxígeno de una corriente de agua por debajo del punto de contaminación.

nación existente. Pueden estimarse los coeficientes o basándose en pruebas realizadas sobre las aguas de desecho y el cuerpo de agua receptor, o asignando valores basados en la experiencia. Las variaciones estacionales de temperatura y del nivel del agua o el flujo de la corriente afectan la cantidad de oxígeno que pueda mantener el agua y la cantidad de ésta disponible para la dilución. Por consiguiente, las condiciones son más críticas durante el verano, cuando la precipitación es baja y las temperaturas son altas.

La autopurificación es más lenta en los lagos que en los ríos, debido a la lentitud de dispersión de las aguas negras. Cuando no hay turbulencia, la mezcla de agua con las aguas negras, en los lagos, depende en su mayor parte de las corrientes y del viento. Los desagües deben diseñarse para aprovechar las condiciones que fomentan la dispersión, para impedir el incremento del lodo en la descarga.

En los estuarios, las mareas complican la dispersión y llevan los contaminantes de un lado a otro por algún tiempo. La salinidad, la densidad y las corrientes cambian con el tiempo. Estos factores pueden afectar la dispersión en el agua de los océanos. Es necesario tener especial cuidado en el diseño del desagüe para promover la mezcla y aprovechar las corrientes.

Normas de calidad ■ Hoy día, las normas legales en cuanto a la calidad del agua para recreo y suministro de la misma no son uniformes. Una norma típica puede limitar las bacterias coliformes a un promedio de 10 mg/L; BOD a los cinco días a un promedio de tres y un máximo de 6.5 mg/L; y los fenoles a un máximo de 0.001 mg/L. Del oxígeno disuelto pudiera requerirse que sea por lo menos 5 y un promedio de 6.5 mg por litro; el pH debe estar entre 6.5 y 8.5. (Véase también la sección 21.45)

Capacidad de la corriente ■ Una aproximación de la capacidad de una corriente de agua para absorber una carga contaminante puede basarse en el factor de dilución, que es la relación entre la cantidad del agua de dilución y la de las aguas de desecho. El significado de este factor es discutible. Se prefiere aplicar la ecuación (22.14).

Tipos de tratamiento ■ Algunos de los diferentes grados de tratamiento de las aguas de desecho pueden usarse para satisfacer los requerimientos de eliminación.

El *tratamiento de aguas de desecho* es cualquier proceso al que se someten las aguas de desecho para eliminar o alterar sus constituyentes dañinos y reducirles su peligrosidad. Puede clasificarse el tratamiento como preliminar, primario, secundario, terciario o completo, según sea el grado de procesamiento.

El *tratamiento preliminar* puede ser el acondicionamiento de los desechos industriales antes de su descarga con el fin de eliminar o neutralizar sustancias dañinas para las alcantarillas y los procedimientos de tratamiento, o pueden ser operaciones unitarias con el fin de preparar los desechos para un tratamiento más importante.

El *tratamiento primario* constituye el primero, y a veces el único tratamiento de los desechos. Este proceso elimina los sólidos flotantes y los sólidos en suspensión, tanto finos como gruesos. Si la planta provee solamente un tratamiento primario, se considera que las aguas negras sólo han sido parcialmente tratadas.

El *tratamiento secundario* aplica métodos biológicos a las aguas del tratamiento primario. La materia orgánica todavía presente se estabiliza con procesos aerobios.

El *tratamiento terciario o completo* elimina un alto porcentaje de materias en suspensión, coloidales y orgánicas. El agua de desecho también puede quedar desinfectada.

El *tratamiento avanzado* de desecho es cualquier proceso físico, químico o biológico que logra un grado de tratamiento superior al secundario.

La eficiencia del tratamiento depende de la calidad de diseño y operación de la planta y del tipo y

concentración de las aguas negras. Los detalles de métodos de tratamiento se dan en los siguientes artículos.

(R.A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd ed., y; T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; R. L. Culp, G. M. Wesner, y G. L. Culp, *Advanced Wastewater Treatment*, Van Nostrand Reinhold Company, New York; H. W. Parker, *Wastewater Systems Engineering*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.; *Wastewater Treatment Plant Design*, Manual 36, *Sanitary Land fill* y *Glossary-Water and Wastewater Control Engineering*, American Society of Civil Engineers; P. E. Moffa et al. *Control of Tireatment of Combined Sewer Overflows*, Van Nostrand Reinhold, New York.)

22.16 Pretratamiento de aguas de desecho

El objeto de pretratamiento busca eliminar de aguas de desecho los materiales gruesos que puedan interferir el tratamiento, que no respondan al mismo, o que puedan dañar o tapar las bombas, tuberías , válvulas y toberas. Se utilizan con este fin diversos dispositivos de cernido que por lo general constituyen las primeras unidades de una planta de tratamiento.

Las **rejillas** son cernidores fijos compuestos de barras paralelas, colocadas verticalmente o inclinadas en dirección del flujo, con el fin de captar los desechos. Las rejillas anchas tiene espacios entre barras de 2 in o más. Se usan en general en las plantas para proteger las bombas de aguas negras. Las rejillas de dimensión media se usan con más frecuencia, y tienen espaciamientos de ½ a 1 ½ in. Pueden ser fijas o móviles; las móviles están formadas por jaulas de tres lados. Las aguas de desecho entran por el lado abierto y salen a través de las barras. Una jaula se eleva periódicamente a la superficie para limpieza manual, mientras que el agua de desecho pasa por una segunda jaula. Las rejillas pueden limpiarse manual o mecánicamente. Las barras pueden curvarse con su parte superior con respecto a la horizontal, para facilitar la limpieza.

Aunque es deseable una velocidad mínima de unos 2 ft/s en el canal de acceso para impedir que el sedimiento obstruya dicho canal, la velocidad a través de la rejilla debe ser menor, quizá de 0.5 a 1 ft/s, de manera que no se obligue a los objetos a pasar. Esto requiere ensanchar el conducto en las cercanías de la rejilla. Para tener en cuenta la pérdida de carga a través de la rejilla, el fondo del conducto puede bajarse en ella, de 3 a 6 in.

Las rejillas o **coladeras finas**, con aberturas de tamaño uniforme o ranuras de ⅛ in de ancho o menos, tienen baja eficacia en el tratamiento de aguas de desecho, pero son útiles para eliminar materiales voluminosos y fibrosos de los desechos industriales. Generalmente las rejillas finas son móviles y de limpieza automática. Se utilizan diversos tipos, disco o tambores rotativos, rejillas de banda, de placa o vibratorias.

Pueden eliminarse los sólidos por entierro, incineración o digestión. La digestión del lodo continuará normalmente cuando se añada el cernido fino a los tanques de digestión del lodo. En algunas plantas de tratamiento, los sólidos se desmenuzan y se regresan al flujo, para que se asienten después en un tanque de sedimentación. El cernido y desmenuzado se combinan en dispositivos como trituradores o desmenuzadores con rejillas de tipo cortante. Sus bordes giran a alta velocidad, cortan a través del flujo del albañal y pican y desfibran los sólidos, que luego pasan a un tanque de sedimentación. Las unidades desmenuzadoras por cizallamiento deben situarse después de un tanque desarenador para evitar el excesivo desgaste de los bordes cortantes.

Los tanques **deespumadores** o **desgrasadores** pueden colocarse también antes de los tanques de sedimentación. Los deespumadores eliminan el aceite y la grasa, que tienden a formar nata, tapar las rejillas fijas, obstruir los filtros, y a reducir la eficiencia del lodo activado. El aire comprimido, aplicado a través de difusores situados en el fondo del tanque, coagula la grasa y el aceite y hace que suban a la superficie. Se requiere como un 0.1 ft^3 de aire por galón. El periodo de detención varía de 5 a 15minutos. Unosdosmiligramosporlitrodecloro aumenta la eficacia de la eliminación de la grasa. Después que las aguas negras llegan al tanque de sedimentación, se quita el material coagulado junto con la nata y los sólidos asentados.

(T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th Ed., Metcalf & Eddy, Inc, *Wastewater Engineering*, 3rd Ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; G. Fair et al, *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley & Sons, Inc. New York.)

22.17 Sedimentación

En la mayor parte de las plantas de tratamiento de aguas de desecho, la sedimentación constituye un tratamiento primario. En las plantas de lodo activado se requiere sedimentación después de oxidación, que también se utiliza después de la oxidación de las aguas de desecho en los filtros percoladores.

El principal objetivo de la sedimentación es la remoción de los sólidos sedimentables, pero es frecuente que pueda eliminarse alguna materia flotante por medio de clarificadores, que son dispositivos deespumadores construidos dentro de los tanques de sedimentación. Estos procesos tienen lugar mientras que las aguas de desecho se mueven lentamente a través de una cámara de sedimentación.

La eficiencia de un tanque de sedimentación depende del tamaño de la partícula, su gravedad específica rapidez de sedimentación y de otros factores: concentración de la materia en suspensión, temperatura, área de superficie del líquido, periodo de retención, profundidad y forma de la cámara, mamparas , longitud total de flujo, viento y efectos biológicos. La densidad de las corrientes y los cortocircuitos pueden anular los cálculos de detención teórica. Las mamparas incorrectas pueden reducir el área efectiva de superficie del líquido y crear áreas muertas y sin flujo, dentro del tanque.

La velocidad de asentamiento de una partícula es una función de la densidad relativa y el diámetro de la partícula, y de la densidad relativa y viscosidad del fluido. La rapidez de asentamiento de partículas mayores de 200 μm se determinan empíricamente. Las partículas menores de 200 μm sedimentan de acuerdo con la ley de Stokes para el arrastre de pequeñas esferas de sedimentación dentro de un fluido viscoso [Ec. (21.133)]. (Véase también la sección 21.46)

Teóricamente, si el movimiento del agua hacia adelante es menor que la cantidad vertical de sedimentación de todas las partículas, éstas sedimentarán a cierta distancia bajo la superficie en un tiempo dado mientras estén en el tanque. Después de ese periodo, si se quita la capa superficial, el agua no contendría ningún sólido.

La rapidez de asentamiento superficial o cantidad de rebose, en gal/ft^2 de área de superficie por día, es una medida de la rapidez de flujo a través de la cámara, cuando la cantidad de flujo, en ft^3/s, es igual que el área de la superficie, en ft^2, multiplicada por la velocidad de sedimentación, en ft/s, de la partícula más pequeña que se ha de remover. Por tanto, la selección de una rapidez superficial de sedimentación establece una relación entre el flujo y el área.

El periodo de detención es el tiempo teórico durante el cual el agua se detiene en la cámara. El periodo promedio de detención es V/Q, donde Q es el flujo, en millones de galones por día, o en ft^3/s, y V, el volumen de la cámara. Como la mayor parte de los sólidos sedimentables harán la sedimentación en una o dos horas, los periodos largos de detención no ofrecen ninguna ventaja. De hecho, son indeseables porque las aguas de desecho pueden volverse sépticas.

El periodo de paso del flujo es el tiempo requerido para que las aguas de desecho pasen por la cámara. Puede estimarse este tiempo añadiendo cloruro de sodio (o tinte) a las aguas negras y ensayando éstas para determinar aumentos en el cloruro o tintes. El periodo de paso del flujo debe ser, por lo menos, el 30% del período teórico de detención. Pueden usarse tintes para seguir la configuración del flujo.

Los **desarenadores o cámaras preliminares de sedimentación** (Fig. 22.10) son cámaras de sedimentación que se usan para eliminar los sólidos inorgánicos gruesos. También pueden atrapar ma-

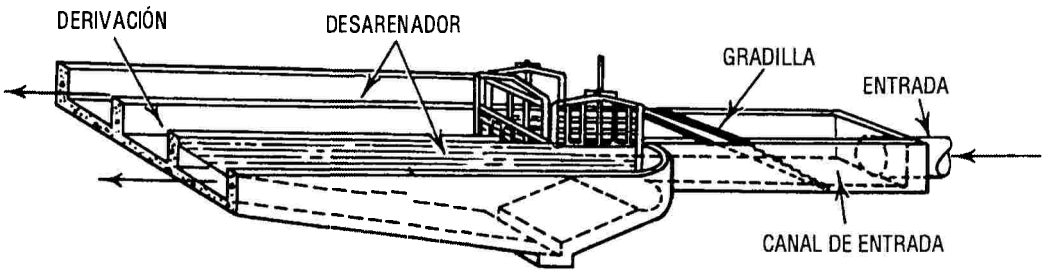


Figura 22.10 Desarenador.

terias orgánicas más pesadas, como semillas. Los desarenadores son necesarios en las alcantarillas combinadas si ha de tratarse el flujo. El flujo en tiempo de lluvia contiene, por lo general, arena y arenilla que se han de eliminar para impedir que las bombas de dañen y se interfiera el tratamiento de las aguas de desecho.

El diseño de un desarenador debe asegurar sedimentación de todas las partículas mayores de 0.2 mm pero no debe eliminar sólidos orgánicos. El flujo debe ser lo suficientemente rápido para asegurar este resultado, pero sin arrastrar los sólidos ya depositados. Habrá arrastre si la velocidad horizontal, en ft/s, de las aguas de desecho excede de

$$v = 2.2\sqrt{\frac{gd}{f}(s-1)} \qquad (22.16)$$

donde f = coeficiente de rugosidad del desarenador (fórmula de Darcy para flujo en tuberías) (Véase la Fig. 21.19)

g = aceleración por la gravedad, 32.2 ft/s^2

d = diámetro de la partícula, en ft

s = densidad relativa de la partícula

Los desarenadores se diseñan por lo general para un flujo de alrededor de 1 ft/s. El flujo puede controlarse por compuertas o vertederos especialmente diseñados, a fin de mantener constante de velocidad. El material que sedimenta puede eliminarse manual o mecánicamente. Además, pueden añadirse aparatos a las unidades de limpieza mecánica para extraer por lavado la mayor parte de la materia orgánica presente en la arenilla.

Un **tanque simple de sedimentación** está constituido por una cámara donde la sedimentación no se ayuda con coagulantes y no se retienen ni los sólidos sedimentados ni el lodo para efectuar la digestión. Generalmente la remoción del lodo y la nata se realiza en forma mecánica. Puede utilizarse cualquier método disponible para eliminar el material ligero en suspensión.

Las suspensiones floculantes poseen poca o ninguna velocidad de asentamiento. Aunque pueden estar presentes en las aguas de desecho crudas, se encuentran con mayor frecuencia cuando las aguas negras de las unidades de lodo activado sufren sedimentación secundaria. Estas suspensiones pueden eliminarse si se hace pasar el flujo entrante de aguas de desecho hacia arriba a través de un colchón de material floculento (tanque de sedimentación de flujo vertical). El objetivo es producir una acción de barrido mecánico en el cual las partículas más pequeñas se adhieren a las partículas mayores, que tendrán entonces suficiente peso para asentarse. Otro método de remoción emplea una cámara interior equipada con pantallas separadoras que giran y agitan el líquido, para ayudar a la formación de flóculos o coágulos más pesados. Pueden obtenerse los mismos resultados agitando con aire. Parte del lodo sedimentado se hace subir con aire y se mezcla con los flóculos, para formar un conglomerado con mejores características de asentamiento. Varios fabricantes han introducido diversas variantes que utilizan los principios precedentes; por ejemplo, el clarificador de tubo con flujo ascendente.

El diseño de un tanque de sedimentación debe basarse en la velocidad de asentamiento de la partícula más pequeña que se desea eliminar. La profundidad no debe ser mayor de la necesaria, para impedir el arrastre y acomodar los mecanismos de limpieza. El área superficial del líquido es más importante que la profundidad, por tanto, se mantiene la profundidad a unos 10 ft o menos (en las paredes laterales). El requisito de la cantidad de asentamiento superficial es, en general, de 600 gal/(ft^2 · día) para el tratamiento primario y 800 a 1000 para todos los otros tanques. Normalmente, el periodo de detención es de dos horas. Estos tres parámetros de diseño deben ajustarse, ya que cada uno de ellos depende del otro para un flujo dado de diseño (flujo diario promedio en una planta).

Los tanques rectangulares se construyen como unidades con paredes comunes. El ancho por unidad llega hasta 25 ft. La longitud mínima debe ser, por lo menos, 10 ft. La relación longitud-ancho no debe excederse de 5:1. Los diseños finales pueden determinarse por las dimensiones de los equipos disponibles para eliminar el lodo.

Deben tomarse medidas para la remoción del lodo según un programa uniforme. Si no se elimina el lodo, habrá gasificación y aparecerán grandes bloques de lodo en la superficie, que deben romperse para que se asienten, o quitarlos por medio del equipo de remoción de nata. En los tanques circulares (Fig. 22.11), palas radiales raspan el fondo y empujan el lodo a una tolva central de éste. En los tanques rectangulares, la tolva se coloca cerca de la entrada, ya que en este lugar es mayor la acumula-

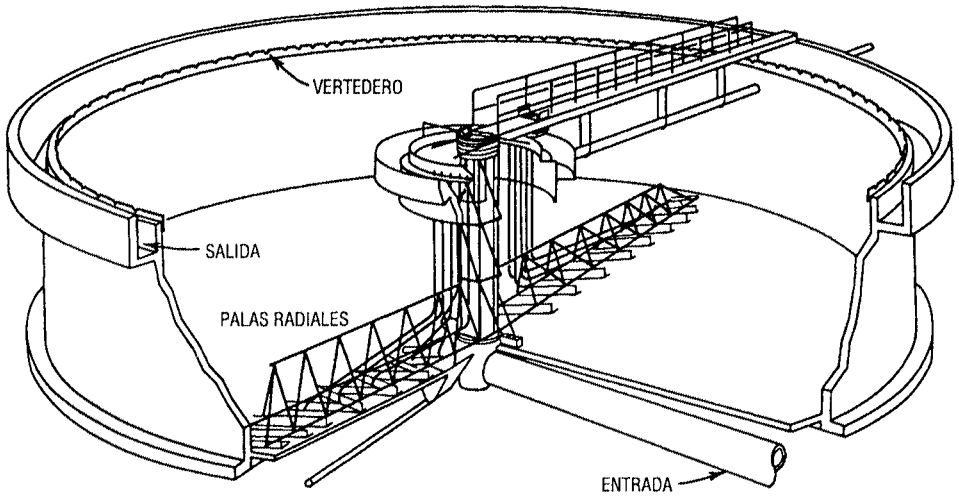


Figura 22.11 Tanque circular de sedimentación.

ción de lodo. Las palas que se mueven por el fondo, en dirección contraria al flujo de las aguas de desecho, empujan el lodo hacia la tolva. En algunos tanques es posible levantar estas mismas palas hasta la superficie y, moviéndose con el flujo de aguas negras, llevan la nata hasta el extremo de salida. Una vez allí, puede atraparse la nata por medio de un desviador hasta que la extraiga un aparato de remoción de natas.

Pueden obtenerse comercialmente muchos auxiliares mecánicos para usarlos en los tanques de sedimentación. Debe estudiarse con cuidado la información ofrecida por el fabricante y las especificaciones escritas, con el fin de asegurar que el equipo se ajuste a los requisitos de diseño.

El tiempo real para el paso de flujo está afectado por la construcción de la entrada y la salida. En tanques circulares, las entradas están sumergidas en el centro del mismo (Fig. 22.11). Las aguas negras suben dentro de un desviador que se extiende hacia abajo, a fin de amortiguar las corrientes. El aparato de salida casi siempre es un vertedero perimetral, ajustado a su nivel después de la instalación. El vertedero puede tener el borde agudo y a nivel o provisto de ranuras en V, separadas aproximadamente 1 ft o menos. La ranuras permiten flujo más constante, ya que están menos afectadas por diferencias locales en la elevación del vertedero y la tensión superficial. Para tanques rectangulares, las entradas también pueden ser sumergidas, pero lo están en un extremo. Más a menudo se traen las aguas negras hasta una pileta que tiene un vertedero que se extiende a todo el ancho del tanque. El flujo, entonces, se mueve hacia adelante con menos circuitos cortos. En la salida, para contar con suficiente longitud de vertedero, se utiliza una artesa. Ésta consiste en una serie de conductos poco profundos y estrechos como dedos, colocados a nivel del agua, y que reciben el flujo de ambos lados. Cada dedo se conecta a una descarga común. La carga normal del vertedero no debe exceder de 10 000 gal/ft de vertedero por día en plantas pequeñas, o 15 000 en unidades que manejen 1 millón de galones por día.

La **precipitación química** se utiliza a veces para mejorar las aguas negras que provienen de la sedimentación. El proceso es similar al de la clarificación del agua. El alto costo de los productos químicos y el grado intermedio de tratamiento que se obtiene con los productos químicos han impedido el uso general de este proceso pero se ha encontrado que la precipitación química es útil en tratamientos especializados. Como ejemplos de este tratamiento se tienen la eliminación del fósforo, la preparación de lodos para filtración o deshidratación y la eliminación de trazas de metal.

El alumbre, el cloruro férrico, el sulfato férrico, la cal, el aluminato de sodio, el cloruro ferroso, el sulfato ferroso y los polielectrólitos, son sustancias químicas utilizadas para acelerar el precipitado. La coagulación resultante es, en realidad, el resultado de un grupo complejo de reacciones que incluyen los productos de hidrólisis de las sustancias químicas añadidas. La eficacia de los diversos productos

químicos depende de las condiciones en que se usan y de los tipos de desecho.

Tiene que haber un pH y una dosificación óptimas para una coagulación eficaz de los desechos. Por consiguiente, las dosificaciones se determinan por ensayos (pruebas de jarra). También es deseable medir el potencial zeta (un potencial eléctrico relacionado con la estabilidad de las partículas y útil, por tanto, en el control de la coagulación) y el contenido de fosfato.

Los requisitos del diseño incluyen el mezclado rápido, velocidades en la periferia de las paletas del mezclador menores de 5 ft/s, control de la concentración de la mezcla, niveles mínimos del colchón de lodo, y el movimiento horizontal controlado del agua más clara por el espaciamiento de las artesas y los vertederos y por el control de la cantidad de rebose de los vertederos. (Véase también subsección 21.46.2)

(T. J. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th Ed., and Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd Ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; G. Fair, et al, *Water and Wastewater Engineering*, E. J. and E. T. Martin, *Technologies for Small Water and Wastewater Systems*, John Wiley & Sons, Inc., New York; *Wastewater Treatment Plan Design*, Manual 36, American Society of Civil Engineers.)

22.18 Filtración de aguas de desecho

Los tratamientos secundarios emplean a menudo la oxidación para descomponer y estabilizar la materia putrescible que queda después de los tratamientos primarios. La filtración es uno de estos tratamientos secundarios. Otros incluyen el proceso del lodo activado, los tanques de oxidación y la irrigación. Estos métodos de oxidación ponen la materia orgánica presente en los desechos en contacto directo con microorganismos en condiciones aerobias. En la filtración, los microorganismos cubren el medio filtrante. A medida que fluye el agua de desecho por el filtro, tiene lugar la adsorción y la mayor parte de las materias orgánicas se eliminan por contacto con la capa. Los organismos descomponen los compuestos de nitrógeno orgánicos y destruyen los carbohidratos. La eficiencia del método es alta, basada en la medida de la reducción de la demanda bioquímica de oxígeno (BOD).

Los **filtros intermitentes de arena** son lechos de arena, generalmente de 2½ a 3 ft de profundidad, con drenes inferiores para recolectar y llevarse las aguas negras. Las aguas de desecho asentadas el efluente o aguas negras de un tanque de sedimentación, se aplican sobre la superficie de la arena, en dosis intermitentes. El periodo de reposo entre las dosis da tiempo para que el aire ayude en la oxidación de la materia orgánica. Las cantidades aplicadas varían en general desde 20 000 galones por acre por día (gad) hasta 125 000 gad, cuando los filtros sirven de tratamiento secundario. Las cantidades pueden ser de hasta 0.5 millones de galones por acre por día (mgad) para tratamientos terciarios.

La arena para un filtro intermitente debe tener un coeficiente de uniformidad de 5 o menos; es preferible 3.5. (**Coeficiente de uniformidad** es la relación entre el tamaño del tamiz que dejará pasar el 60% del material y el tamaño efectivo de la arena. **Tamaño efectivo** es el tamaño, en milímetros, del tamiz que deja el 10% en peso de la arena.) El tamaño efectivo de la arena deberá ser entre 0.2 y 0.5 mm. Por lo general se coloca una cama de grava de 6 a 12 in de espesor debajo de la arena.

Se forma una capa de sólidos en la superficie del filtro, la que debe removerse periódicamente. En general esta capa puede removerse si está seca, y hay que reemplazar de cuando en cuando las primeras 6 in aproximadamente del material filtrable.

En el invierno existe el peligro de la congelación de la superficie de arena. Para que el filtro continúe en operación, la cama puede acamellonarse con centro a cada 3 ft con objeto de sostener el hielo mientras el agua de desecho fluye debajo del mismo.

Los **filtros granulares** pueden adaptarse de los tipos de filtro de arena potables con retrolavado, para el tratamiento de aguas negras secundarias de plantas de tratamiento de aguas. El diseño debe considerar ciclos de 6 a 8 horas con pérdidas de carga terminales de 10 ft. Las cantidades de filtración arriba de 3 gal/(min · ft^2) producen altas pérdidas de carga terminales y ciclos cortos. La experiencia obtenida en filtración de agua potable debe emplearse para promover diseños de este tipo. (*Water Treatment Plant Design*, American Water Works Association, Denver, Colo.)

Los **percoladores** son camas de agregado grueso sobre el cual se descarga o rocía el agua de desecho previamente sedimentada; a través de ellas se per-

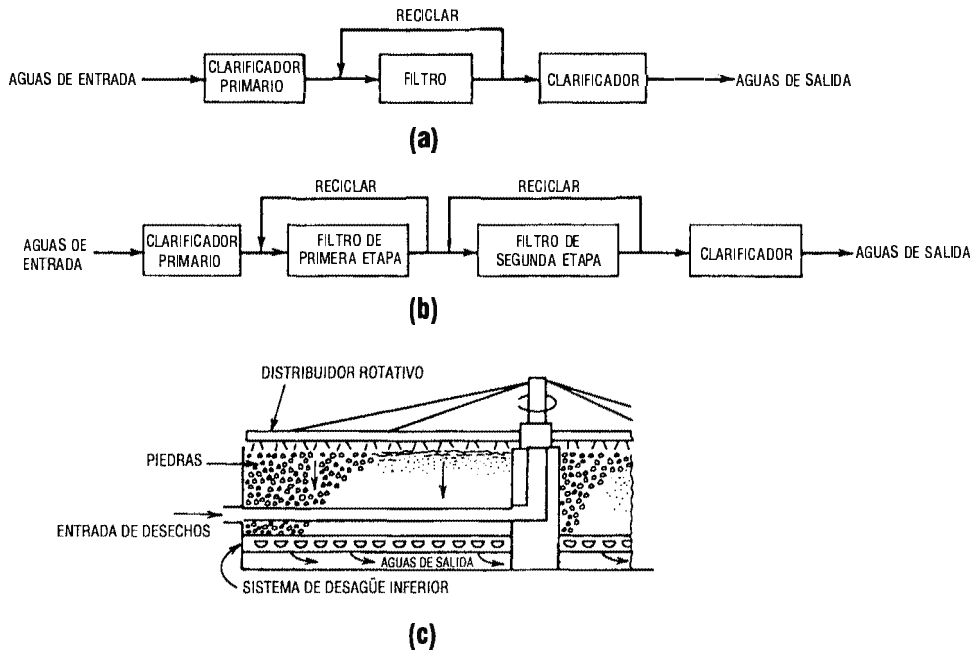


Figura 22.12 Los filtros percoladores proveen bacterias que consumen la materia orgánica en el agua de desecho. (*a*)Esquema de proceso con filtración de un solo paso. (*b*) Esquema de proceso con filtración de dos pasos. (*c*) Sección transversal de un filtro percolador con brazo rotativo para el agua de desecho de la arena.

cola el agua de desecho a las atarjeas bajas (Fig. 22.12). El medio filtrante incluye grava, roca picada, pedazos de cerámica, escoria, trozos de pino o plásticos. La piedra y roca picada, que no fragmente, se haga polvo o suavice al ponerse en contacto con el agua de desecho, se usan a menudo. Normalmente, el tamaño de las piedras es de entre 2 y 4 in de diámetro nominal. Los desagües inferiores recolectan y sacan las aguas negras. Los filtros pueden ventilarse a través del sistema de desagües o por otro medio, de manera que provean aire a los organismos aerobios que crecen en la superficie del medio.

En vista de que los sólidos suspendidos pueden tapar los filtros, es deseable que el desecho se sedimente antes de que se alimente directamente a los filtros. Sin embargo, cuando un desecho como el de la leche, contenga una concentración de sólidos disueltos, se puede aplicar directamente a un filtro. En este caso es recomendable la preaereación a fin de que el desecho contenga algún oxígeno disuelto.

Con el tiempo, la materia oxidada se separa del medio filtrante y es arrastrada junto con las aguas negras. En seguida, éstas pasan por un sedimentador secundario o **clarificador**. El diseño de este sedimentador es similar al de los tanques primarios de sedimentación. La eficiencia, o porcentaje de reducción de la BOD de un filtro de percolación, se mide en general tanto para el filtro como para la sedimentación final.

Los filtros de percolación se clasifican como estándar, o de capacidad baja, de capacidad alta y controlados.

Los **filtros estándar** se introdujeron en Estados Unidos a principios del siglo XX. Consistían en una cama de piedras, drenada por debajo y con una profundidad 6 a 8 ft. Las aguas de desecho sedimentadas eran distribuidas sobre la superficie por medio de toberas fijas que más, se sustituyeron por un distribuidor rotativo. Este tipo de distribuidor tiene dos o cuatro brazos radiales soportados por un pedestal central (Fig. 22.12c). Los chorros de aguas de desecho que salen de toberas situadas en los brazos causan la rotación, por lo que la superficie del filtro se riega según giran los brazos. Resulta, pues, que la dosificación es intermitente, aunque el intervalo entre dosis es corto, a menudo de no más de 15 segundos. El distribuidor puede mantenerse en rotación continua, alimentando las toberas desde una caja vertedora o un tanque de dosificación equi-

pado con sifones o bombas. Para acondicionarse a la distribución rotatoria, los filtros estándares se constituyen con planta circular.

Estos filtros de capacidad baja se dosifican a razón de 1 a 4 millones de galones por acre diarios (mgad), considerablemente menos que los filtros de capacidad alta. La carga también puede expresarse en términos de BOD a los 5 días, en lb/acre-ft · día. Algunos departamentos estatales sanitarios limitan la carga de 400 a 600 lb/acre-ft · día. El valor aproximado de la carga w que se aplica al filtro, en lb/día acre-ft del volumen del filtro, cuando se conoce la BOD de las aguas de desecho y se específica un límite para la BOD de las aguas negras, puede calcularse de

$$w = 13\,840\left(\frac{B}{A-B}\right)^2 \qquad (22.17)$$

donde A = BOD a los 5 días para aguas negras, enmg/L

B = máxima BOD especificada para aguas negras, mg/L

Los **filtros de capacidad alta** reciben una carga tres o más veces mayor de la que generalmente se aplica a los filtros estándar. La capacidad corriente es de unos 20 millones de galones por acre por día, pero se han usado capacidades desde 9 a 44 millones de galones por acre por día. Algunos departamentos estatales sanitarios limitan la carga de 2000 a 5000 lb de BOD por acre-ft por día.

Capacidades tan altas son practicables porque se recirculan las aguas negras por el filtro (Fig. 22.12*a*), lo cual reduce la carga sobre el filtro, siembra continuamente con organismos el medio filtrante, permite la dosificación continua, equilibra las fluctuaciones del flujo de aguas negras y reduce los olores al refrescar el influente. Pueden utilizarse diversas alternativas de recirculación. Por ejemplo, parte de las aguas negras del filtro pueden retornarse directamente al mismo. Los que proponen este método de recirculación afirman que el retorno directo intensifica la oxidación biológica. O parte de las aguas negras del filtro o del clarificador final pueden combinarse con el influente al tanque primario de sedimentación. A veces se usa la recirculación dual: las aguas negras del filtro se regresan al tanque primario de sedimentación, mientras que parte de las aguas negras del clarificador final se envían a través del filtro. En algunos casos el lodo del clarificador final se recircula a través del clarificador primario.

Puede usarse la filtración en dos etapas (Fig. 22.12*b*) cuando se desean mejores aguas negras que las que pueden obtenerse de un solo filtro. Con este fin, se conectan dos filtros en serie. En este caso, también pueden usarse diversos métodos de recirculación.

La relación de recirculación, o relación entre aguas negras retornadas, y el influente, varía de 1:1 hasta cerca de 5:1. Con cada pase disminuye la cantidad de la BOD que se elimina, porque disminuye la respuesta al tratamiento. Si la relación entre la disminución por pase y la BOD está expresado por k, luego el número efectivo de pases de las aguas negras por un filtro puede calcularse de

$$F = \frac{1+R}{(1+kR)^2} \qquad (22.18)$$

donde R = relación de recirculación bajo condiciones normales, k puede tener un valor de alrededor de 0.1.

La carga aproximada, en libras de BOD por día, por acre-ft de volumen del filtro, que se ha de aplicar a una sola etapa de un filtro de alta capacidad o al primer filtro de un sistema de dos etapas, cuando se conozca la BOD de las aguas negras y se especifique un límite para BOD de las aguas negras, puede calcularse de:

$$w = 13\,840F\left(\frac{B}{A-B}\right)^2 \qquad (22.19)$$

donde A = BOD a los 5 días del influente, mg/L

B = máxima BOD especificada para aguas negras, mg/L

La carga aproximada, para un filtro de segunda etapa, puede estimarse de

$$w = 13\,840\left(\frac{B_1}{A_1}\right)^2\left(\frac{B_2}{A_2-B_2}\right)^2 F \qquad (22.20)$$

donde A_1 = BOD, a los 5 días, del influente del filtro de primera etapa, mg/L

B_1 = BOD máxima especificada para aguas negras del filtro de primera etapa, mg/L

A_2 = BOD a los 5 días, del influente del filtro de la segunda etapa, mg/L

B_2 = BOD máxima especificada para aguas negras de clarificador final, mg/L

F = Número de pases efectivos a través del filtro de la segunda etapa

Las ecuaciones (22.17) a (22.20) se basan en fórmulas recomendadas por un comité del National Research Council (*Sewage Treatment at Military Institutions*, Sewage Works Journal, vol. 18, no. 5 p. 794, Sep., 1946)

Las aguas de desecho se rocían sobre filtros de alta capacidad por medio de distribuidores rotativos o por un disco movido por motor que las precipitan en forma continua y uniforme sobre la superficie. Por tanto, se construyen los filtros en forma circular.

Los **filtros controlados**; consisten en unidades seccionadas, combinadas en un filtro profundo. La capacidad de carga sin recirculación es de diez a doce veces mayor que la de los filtros de capacidad baja.

Entre las partes esenciales de estos filtros se tiene: un diseño seccional, medios para introducir y distribuir cantidades controladas de aguas de desecho en las secciones superiores del filtro; medios para introducir cantidades controladas de aire bajo cada sección del filtro; control de la temperatura entre 15 y 30°C, y medios filtrantes no absorbentes

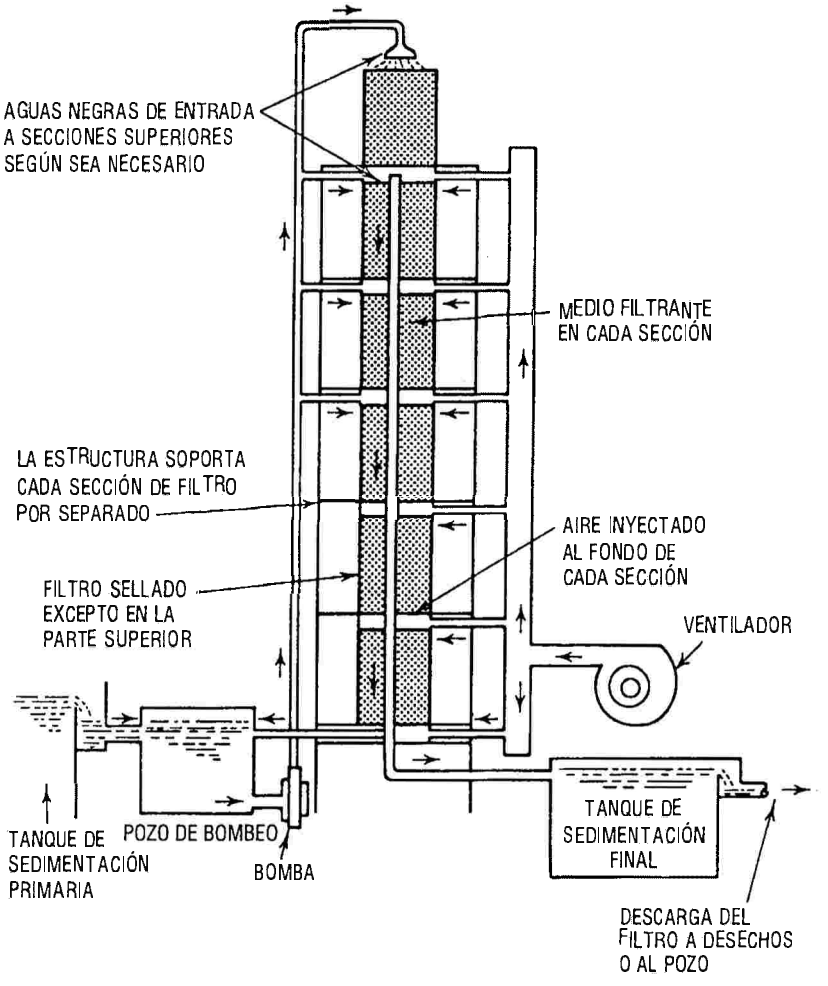
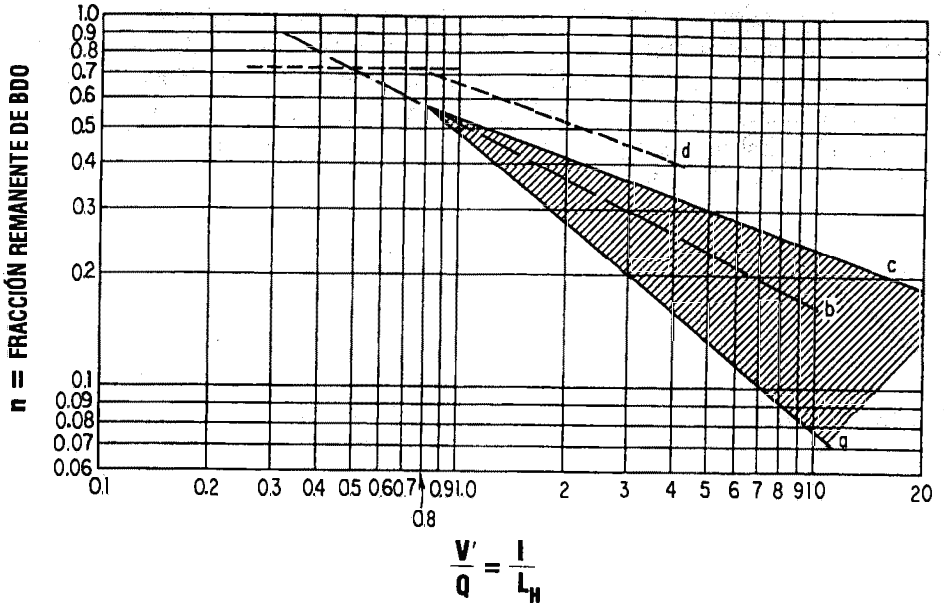


Figura 22.13 En la filtración controlada se aplican aguas de desecho a la parte superior de las secciones, instaladas en secuencia vertical. Cada filtro está sellado, excepto en la parte superior, y tiene entradas y salidas para el líquido y una entrada de aire.



Curva	C	k
a	0.48	–0.795
b	0.51	–0.482
c	0.52	–0.343
d	0.65	–0.343

Figura 22.14 Las curvas representan la ecuación $n = (V'/Q)^k$ para la filtración controlada sin recirculación, donde n es la fracción remanente de BOD; V' es el volumen total del filtro, en 10^3 de ft^3; Q, el flujo diario, en millones de galones por día, y C y k son constantes.

de suficiente uniformidad para proveer superficie en el medio filtrante y espacios huecos (Fig. 22.13).

Para las aguas de desecho domésticas con valores de BOD que no limiten la capacidad de absorción de oxígeno, pueden usarse cargas hidráulicas como parámetro primario de diseño, de acuerdo con la ecuación

$$n = C\left[\frac{V'(1+R)}{Q}\right]^k \qquad (22.21)$$

donde n = fracción restante de BOD
C = constante
V' = volumen total del filtro, en miles de ft^3
Q = flujo, en millones de galones por día
R = razón de recirculación
k = constante

Puede aplicarse la figura 22.14 para seleccionar la constante C y k, cuando $R = 0$. El valor V'/Q puede leerse directamente como el recíproco de la capacidad de aplicación hidráulica del filtro. L_H, en millones de galones por 1000 ft^3/día (mgtcfd), porque

$$\frac{V'}{Q} = \frac{1}{L_H} \qquad (22.22)$$

Cuando la ecuación (22.22) se usa en tratamientos de desechos industriales, debe tomarse un programa de carga orgánica y posibilidad de tratar desechos individuales de procesos. Por lo tanto, es recomendable el desarrollo de información de plantas piloto sobre aplicación de filtros antes de un diseño final.

Las cargas hidráulicas superficiales han de ser siempre mayores que 70 mgad para permitir el lavado continuo o limpieza del filtro. A diferencia

de los filtros de alta y baja velocidad, la aplicación del agua de desecho debe ser continua.

Véase también Filtración en la sección 22.30.

(Metalcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd., ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; *AWWA Standard for Filtering Material*, American Water Works Association; *Wastewater Society of Civil Engineers*; G. M. Fair et al., *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley & Sons, Inc., New York).

22.19 Proceso de lodos activados

Un proceso de lodos activados es un tratamiento biológico en el cual se agita y aerea una mezcla de agua de desecho y un lodo de microorganismos, y de la cual los sólidos se remueven y recirculan posteriormente al proceso de aereación, según se requiera.

El pase de burbujas de aire a través de las aguas de desecho coagula los coloides y la grasa, satisface parte de la demanda bioquímica de oxígeno (BOD), y reduce un poco el nitrógeno amoniacal. La aereación también puede impedir que las aguas de desecho se vuelvan sépticas en uno de los tanques siguientes de sedimentación, pero si las aguas de desecho se mezclan con lodo previamente aereado y luego se vuelven a aerear, como se hace con los métodos de tratamiento de aguas de desecho utilizando lodo activado, la efectividad de la aereación se mejora mucho. La reducción de la BOD y sólidos en suspensión en el proceso convencional del lodo activado que incluye predecantación y sedimentación final, puede variar desde 80 a 95% y la reducción de las bacterias coliformes de 90 a 95%. Además, el costo de construcción de una planta de lodo activado puede ser competitivo con otros tipos de plantas de tratamiento que producen resultados comparables. En todo caso, los costos unitarios de operación son relativamente altos.

El método del lodo activado es un tratamiento biológico secundario que emplea la oxidación para descomponer y estabilizar la materia putrescible que queda después de los tratamientos primarios. Otros métodos de oxidación incluyen la filtración, estanques de oxidación, y la irrigación. Estos métodos de oxidación ponen a la materia orgánica de las aguas de desecho en contacto inmediato con microorganismos bajo condiciones aerobias.

En una planta convencional de lodo activado (Fig. 22.15*a*), las aguas de desecho que entran pasan primero por un tanque de sedimentación primaria. Se añade lodo activado al efluente del tanque, generalmente en la relación de 1 parte de lodo por 3 o 4 partes de aguas negras decantadas, por volumen, y

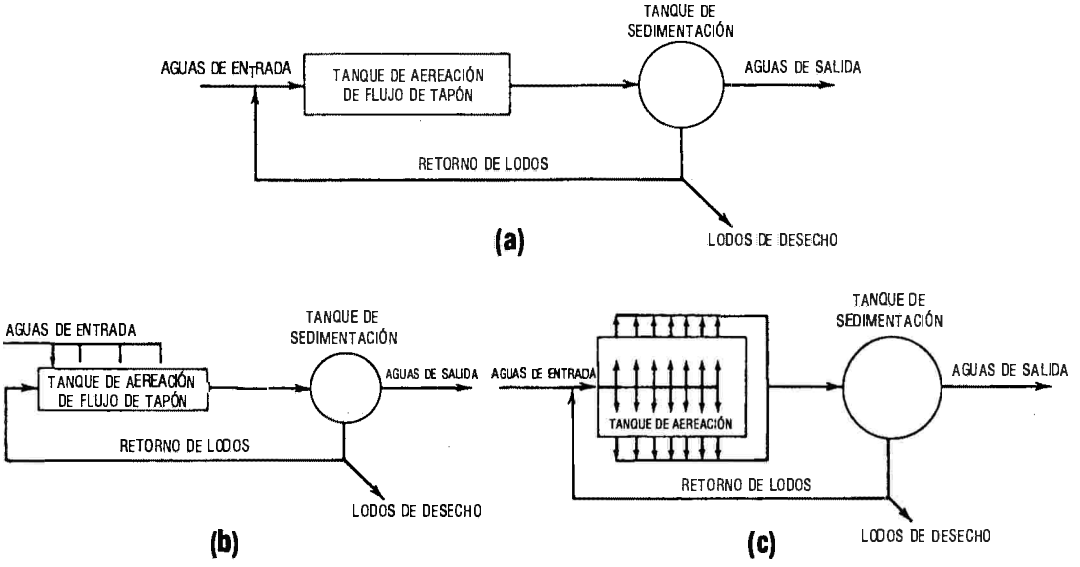


Figura 22.15 Esquemas de procesos de cienos activados: (*a*) convencional; (*b*) etapa de aereación; (*c*) mezclado completo. (*Tomado de Environmental Pollution Control Alternatives; Municipal Wastewater, Environmental Protection Agency Cincinnati, Ohio.*)

la mezcla pasa a un tanque de aereación. En el tanque, el aire atmosférico se mezcla por el líquido por agitación mecánica o se difunde aire comprimido dentro del fluido mediante diversos dispositivos como son; placas filtrantes, tubos de filtro, eyectores y chorros. Con cualquiera de los métodos, se pone a las aguas negras en íntimo contacto con los microorganismos contenidos en el lodo. En los primeros 15 a 45 minutos, el lodo adsorbe los sólidos en suspensión y los coloides. Según se adsorbe la materia orgánica, tiene lugar la oxidación biológica. Los organismos presentes en el lodo descomponen los compuestos de nitrógeno orgánico y destruyen los carbohidratos. El proceso avanza rápidamente al principio y luego decae gradualmente en las siguientes 2 a 5 horas. Después continúa con un ritmo casi uniforme durante varias horas. En general el periodo de aereación dura de 6 a 8 horas más.

Las aguas negras del tanque de aereación pasan a un tanque de sedimentación secundaria, donde se retiene el fluido, en general de 1½ a 2 horas para decantar el lodo. Las aguas negras de este tanque están completamente tratadas, y después de la cloración pueden descargarse sin peligro.

Cerca de un 25 a 35% del lodo del tanque de sedimentación final se regresa para la recirculación con las aguas de desecho de entrada. No debe retenerse el lodo en el tanque. Es necesaria la remoción frecuente (a intervalos de menos de 1 hora) o la remoción continua para evitar la desaereación.

Las cantidades de rebose para la sedimentación final van, normalmente, desde unos 800 gal/(ft^2 · día), para plantas pequeñas, hasta 1000 para plantas con capacidades mayores de 2 millones de galones por día. Es preferible que las cargas sobre el vertedero no excedan de 10 000 galones por ft lineal por día. Cuando el volumen requerido de tanque sobrepase los 2500 ft^3, son convenientes tanques múltiples de sedimentación.

Se requieren tanques múltiples de aereación cuando el volumen total del tanque excede los 5000 ft^3. Los tanques de aereación en que se use aire comprimido son, por lo general, largos y estrechos. Para conservar espacio, el canal puede hacerse girar 180° varias veces, con una pared común que separe el flujo en dirección opuesta. Se tiende en general, una tubería maestra de aire, a lo largo de la parte superior del tanque, para alimentar los difusores (Fig. 22.16*a* y *b*) o placas porosas (Fig. 22.16*c*) en toda su longitud. El aire establece un movimiento espiral dentro del líquido a medida que fluye por los tanques. Esta agitación reduce las necesidades de aire.

El ancho del canal va de los 15 a los 30 ft. La profundidad es de unos 15 ft.

El oxígeno disuelto debe mantenerse a una concentración de 2 partes por millón (mg/L) o más. Las

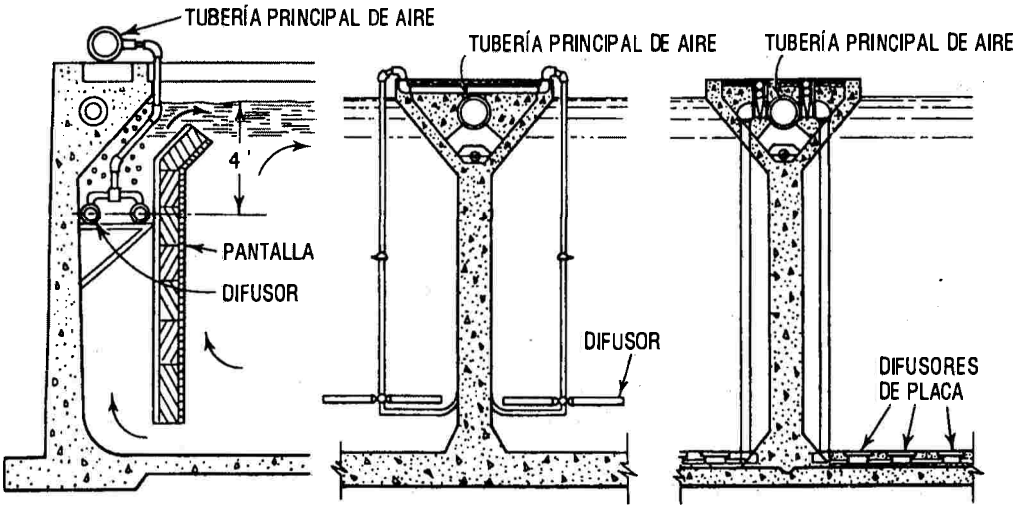


Figura 22.16 La tubería principal de aire instalada sobre los muros del tanque de aereación suministra aire a los difusores de los canales adyacentes, dentro de los cuales fluyen la mezcla de lodo activado y aguas de salida del tanque de sedimentación

necesidades de aire varían normalmente de 0.2 a 1.5 ft^3 por galón de aguas tratadas. En EU, la mayoría de las autoridades estatales requieren el uso de un mínimo de 1000 ft^3 de aire por libra de la BOD aplicada por día.

La aeración mecánica puede efectuarse en tanques cuadrados, rectangulares o circulares, según sea el mecanismo empleado para la agitación. En algunas plantas, el fluido puede hacerse subir por tubos verticales y descargarse en láminas delgadas en la parte superior, o el líquido puede hacerse bajar por tubos aspirantes, mientras el aire burbujea a través del fluido. En ambos métodos, la agitación en la superficie producida por el movimiento del líquido aumenta la aereación. Los periodos de detención son generalmente más largos, 8 horas o más, que para tanques con difusión de aire.

Se usan diversas modificaciones para el método de lodo activado, para mejorar el funcionamiento o disminuir los costos. Entre éstos se incluyen la aereación modificada, activada, de varias tomas y por pasos o fases, así como los procesos de Kraus, biosorción y bioactivados.

La **aereación modificada** disminuye el periodo de aereación a tres horas o menos y mantiene el lodo retornado a una baja proporción. Los resultados son intermedios entre la sedimentación primaria y un tratamiento secundario completo.

En la **aereación activada**, los tanques de aereación se colocan en paralelo. El lodo activado, procedente de un tanque de sedimentación final o grupo de dichos tanques, se añade al influente de los tanques de aereación. El resto del lodo se concentra y se retira. Los resultados son mejores que con la aereación modificada y con menos aire.

La **aereación de varias tomas o en punta** difiere de la aereación normal en que los difusores de aire no están uniformemente espaciados. En su lugar, se colocan más difusores cerca del extremo de entrada de los tanques de aereación que cerca de la salida. La teoría es que la demanda de oxígeno es mayor cerca de la entrada y, por tanto, la eficiencia del tratamiento debe mejorar si se suministra allí más aire. Sin embargo, los resultados dependen del grado de mezclado longitudinal, proporción del retorno de lodo y las características de la materia recirculada, por ejemplo, el contenido de aire del lodo o de la solución mezclada.

En la **aereación por pasos o fases** se añaden las aguas de desecho en cuatro o más sitios del tanque de aereación. (Fig. 22.15*b*) Cada incremento reacciona con el lodo que ya se encuentra en el tanque. Por consiguiente, las necesidades de aire casi son uniformes en todo tanque. La **aereación por mezcla completa** (Fig. 22.15*c*) obtiene mejores resultados dispersando el influente del agua de desecho tan uniformemente como sea posible, a lo largo de la longitud total del tanque de aereación, de manera que se produzca una demanda uniforme de oxígeno a todo lo largo. La **aereación extendida** es similar, pero el agua de desecho se aerea por 24 h en vez de las 6 a 8 h convencionales.

El proceso Kraus agrega a las aguas de desecho una mezcla aereada de lodo activado y materia de los tanques digestores de lodos. El proceso de **biosorción** mezcla agua de desecho con lodo preaereado en un tanque separado. El **proceso de bioactivación** usa sedimentación primaria, un filtro rociador y una corta sedimentación secundaria, agregando después lodo activado, y pasa la mezcla a tanques de aereación y sedimentación.

Se han obtenido excelentes resultados sustituyendo oxígeno por aire en el proceso de lodos activados. Para el eficiente uso del oxígeno, pueden cubrirse los tanques de aereación. El oxígeno se hace recircular en varios pasos, entrando a la primera etapa del proceso y de ahí a través del tanque de oxigenación con el agua de desecho en tratamiento. La presión bajo la cubierta del tanque es cercana a la atmosférica y suficiente para mantener el control y evitar el retromezclado de los siguientes pasos. En cada paso puede lograrse la mezcla con aereadores superficiales o un aspersor rotatorio sumergido. El oxígeno puro permite el uso de tanques más pequeños y el tiempo de oxigenación puede ser de 1½ a 2 h en lugar del convencional de 6 a 8 h. El lodo activado producido se sedimenta con menos dificultad y es más fácil de drenar que el de los procesos convencionales.

Las plantas de lodo activado deben controlarse bien para obtener un funcionamiento óptimo. Esto requiere una frecuente revisión del contenido de lodo de la solución mezclada. En general se limitan los sólidos de 1500 a 2500 ppm (mg por litro) en plantas con difusión de aire y unas 1000 ppm, cuando se use la agitación mecánica. Las características de asentamiento del lodo se indican por el índice de Mohlman:

$$\text{Índice de Mohlman} = \frac{V_{set}}{V_{ss}} \qquad (22.23)$$

donde V_{set} = volumen de lodo asentado en 30 min,%
V_{sus} = volumen de sólidos en suspensión,%

Un lodo con buen asentamiento tiene un índice debajo de 100. Otra medida es el índice de densidad del lodo, que es igual a 100 dividido entre el índice de Mohlaman. Puede mantenerse el control operacional, manteniendo constante la concentración de solución mezclada-sólidos en suspensión (MLSS, por sus siglas en inglés), o la volátiles-sólidos en suspensión (MLVSS, por sus siglas en inglés), manteniendo una relación constante entre los alimentos y los microorganismos (F:M), o un promedio constante de tiempo de residencia en la celda (MCRT, por sus siglas en inglés) en la solución mezclada. Esta última alternativa puede ser la más sencilla, porque sólo es necesario medir la concentración de los sólidos en suspensión en el tanque de aereación, y en el lodo activado del líquido de desecho.

La **edad del lodo** constituye otro factor importante. Representa el tiempo promedio en que una partícula de los sólidos en suspensión permanece sometida a la aereación. La edad del lodo se mide por la relación entre el peso seco del lodo en el tanque de aereación, en libras, y la carga de sólidos en suspensión, en libras por día, de las aguas de desecho que entran. En una planta bien operada de lodo activado, la edad del lodo es de tres a cinco días pero puede ser de solamente 0.3 días con proceso modificado que trabaje bien.

(Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd ed., and L. Rich, *Low Maintenance Wastewater Treatment System*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; *Wastewater Treatment Plant Design*, Manual No. 36, American Society of Civil Engineers; G. M. Fair et al., Okun, *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley & Sons, Inc. New York.)

22.20 Estabilización por contacto

Éste es un tratamiento secundario similar al método de lodo activado. La estabilización por contacto (Fig. 22.17) utiliza también la difusión por aire para suministrar oxígeno y mantener una suspensión que mantenga microorganismos completamente mezclados con las aguas entrantes. Además, se mantienen cultivos activos de microorganismos sobre placas de material impermeable, como el asbesto cemento; estas placas están suspendidas en la solución de mezcla del tanque de aereación. Sobre las placas se forma una lama y el líquido que pasa suministra nutrientes a los microorganismos sobre las placas. Dichos organismos descomponen los componentes orgánicos del nitrógeno y destruyen los carbohidratos.

Las placas pueden estar fijas o girar alrededor de un eje horizontal. A medida que giran, la producción biológica se adhiere a las mismas y se sumergen alternativamente en los desechos líquidos y se exponen al aire. Esta alternación asegura condiciones aereobias para el crecimiento.

El periodo de aereación en los aereadores de contacto pueden ser de 5 horas o más. A la aereación propiamente dicha precede una nora de preaereación del desecho crudo y del lodo de retorno antes del asentamiento primario. La carga sobre el aereador de contacto se basa en dos factores: las libras por día de BOD por 1000 ft^2 de superficie de contacto

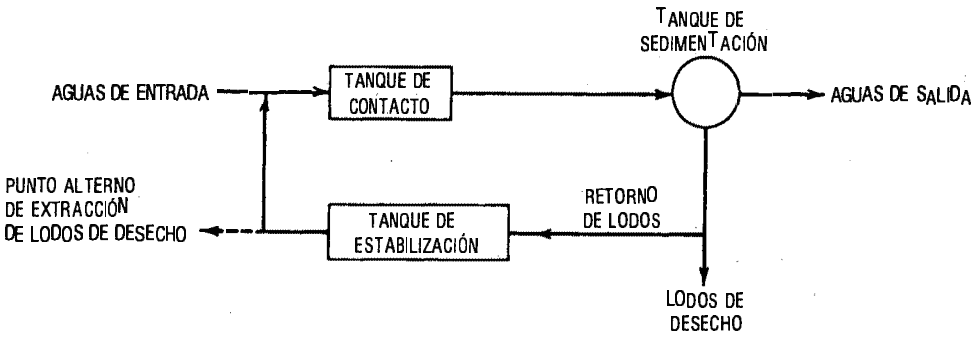


Figura 22.17 Esquema de un proceso de estabilización por contacto. (*De "Environmental Pollution Control Alternatives: Municipal Wastewater", Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio.*)

(6.0 o menos) y las libras por día de BOD por 1000 ft^2 por hora de aereación (1.2 o menos). Se requieren como 1.5 ft^3 de aire por galón de flujo. La eficiencia total de la planta puede representarse como el 90% de remoción de la BOD, con un porcentaje más alto de remoción de los sólidos en suspensión.

Véanse también secciones 22.19 y 22.27.

(R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, NewYork.)

22.21 Tratamiento y disposición del lodo

El lodo comprende los sólidos y los líquidos que los acompañan, eliminados del desecho en el cribado y tratamiento. Los sólidos se eliminan en forma de cernido, arenilla, lodo primario, lodo secundario y nata. A menudo, es necesario tratar el lodo para hacer posible una remoción segura y económica de estos desechos. El tratamiento que se ha de seleccionar depende de la cantidad y características del lodo, de la naturaleza y costo de la eliminación y del costo de tratamiento.

El **cribado** es putrescible y desagradable. Puede eliminarse por quema, entierro, molido y retorno al desecho o molido y trasferencia a un digestor de lodo. La cantidad de cribado es variable y depende de las características de desecho. El cribado grueso puede variar de 0.3 a 5 ft^3 por millón de galones. El cribado fino puede variar de cinco a 35 ft^3 por millón de galones.

La **arena y otros productos arenosos** pueden estar presentes en cantidades ampliamente variables. En general, el volumen estará entre uno y 10 ft^3 por millón de galones.

El **lodo** varía en cantidad y características respecto de las aguas negras y las operaciones de la planta. Generalmente, más del 90% es agua que contiene sólidos en suspensión y con una gravedad específica de 1.2. Puede haber en el albañal sanitario como unas 0.20 lb de dichos sólidos per cápita por día; 0.22 lb si está presente una cantidad moderada de desechos industriales; 0.25 lb en aguas negras de alcantarillas combinadas, si existe una cantidad considerable de desechos industriales; y de 0.32 a 0.36 lb si el albañal contiene, además, basuras molidas.

El **lodo primario,** derivado de los tanques de sedimentación o del influente a las cámaras de digestión de los tanques Imhoff, es putrescible y de olor fuerte. Está compuesto de sólidos grises, viscosos e identificables, y posee un contenido de humedad de 95% o más. El tratamiento primario de un millón de galones de desechos puede producir unos 2500 galones de este lodo.

El **lodo de un filtro de percolación** es negro o pardo oscuro, granular o floculento, y parcialmente descompuesto. No tiene olor muy fuerte cuando está fresco. El contenido de humedad puede ser aproximadamente un 93%. El paso de un millón de galones de aguas negras a través de un filtro de percolación puede producir cerca de 500 galones de este lodo.

El **lodo activado** varía de pardo oscuro a pardo amarillento, granular o floculento, y parcialmente descompuesto. Cuando está fresco, tiene olor a tierra. El contenido de humedad puede ser de un 98%. El influente de una planta de lodo activado puede producir unos 13 500 galones de lodo de desecho por millón de galones.

El **lodo por precipitación química** puede tener un contenido de sólidos más del doble del que contiene el lodo proveniente de la sedimentación primaria. Normalmente, la precipitación química de un millón de galones de aguas de desecho producirá como 5000 galones de lodo, con un contenido de humedad de 95%.

El **lodo digerido**, procedente de los tanques Imhoff, o de digestión separada, es de color muy oscuro y tiene una textura homogénea. Cuando está húmedo, tiene olor a alquitrán. Aproximadamente, el tratamiento de un millón de galones de aguas de desecho producirá 800 galones de lodo digerido con un contenido de humedad de cerca del 90%.

Los lodos que remueve el tratamiento de aguas de desecho pueden contener hasta un 97% de agua. El objeto del tratamiento de lodos es separar los sólidos del agua y regresar ésta a la planta de tratamiento de aguas de desecho para su procesamiento. El tratamiento de lodos puede requerir:

1. Acondicionamiento. El lodo se trata con sustancias químicas o con calor de manera que se pueda separar el agua.
2. **Espesamiento.** Remoción del agua tanto como sea posible mediante gravedad o flotación
3. Estabilización. Los procesos con la digestión de lodos se emplean para estabilizar (hacerlos menos malolientes y menos putrescibles) los sólidos

orgánicos, de modo que puedan ser manejables o empleados como acondicionadores de suelos sin crear molestia o peligro a la salud.

4. **Drenado.** Remoción posterior del agua por secado del lodo con calor o succión.
5. **Reducción.** Los sólidos se convierten a una forma estable por proceso de incineración u oxidación húmeda.

Acondicionamiento de lodos ■ Pueden emplearse uno o varios métodos disponibles para facilitar la separación del agua de los sólidos en el lodo. Un método consiste en agregar un coagulante, como el cloruro férrico, cal, o polímeros orgánicos que hacen que los sólidos se aglutinen. Otro método es moler el lodo y calentarlo entre 350 y 450°F bajo presiones de 150 y 300 psi en un reactor. Bajo estas condiciones se suelta el agua que contiene los sólidos. El agua pasa del reactor a un tanque de sedimentación, donde los sólidos se concentran antes de la etapa de drenado. Otro método de acondicionamiento es aplicar fuertes dosis de cloro bajo presiones de 30 a 40 psi.

Espesamiento de lodos ■ En general se efectúa de una a dos maneras: sedimentación o espesamiento por gravedad o espesamiento por flotación. Sencillo y barato, el espesamiento por gravedad es en esencia un proceso de sedimentación, que emplea un tanque similar en apariencia y funcionamiento a un sedimentador circular de los empleados en sedimentación primaria o secundaria (Fig. 22.18*a*). Los mejores resultados se obtienen con lodos provenientes de un tratamiento primario de aguas de desechos. En el espesamiento por flotación (Fig. 22.18*b*) se inyecta aire al lodo bajo presiones de 40 a 80 psi. Con un contenido alto de aire disuelto, el lodo pasa a un tanque abierto. Ahí, bajo presión atmosférica, el aire disuelto sale de la solución como pequeñas burbujas de aire. Éstas se adhieren a los sólidos del lodo y los hacen flotar a la superficie, donde son removidos por un mecanismos desnatador. Este método es efectivo en lodos activados, el cual es difícil de espesar por gravedad.

Digestión de lodo ■ Emplea la descomposición biológica de la materia orgánica, que es el 70% de los sólidos totales, por peso, en el lodo. El proceso

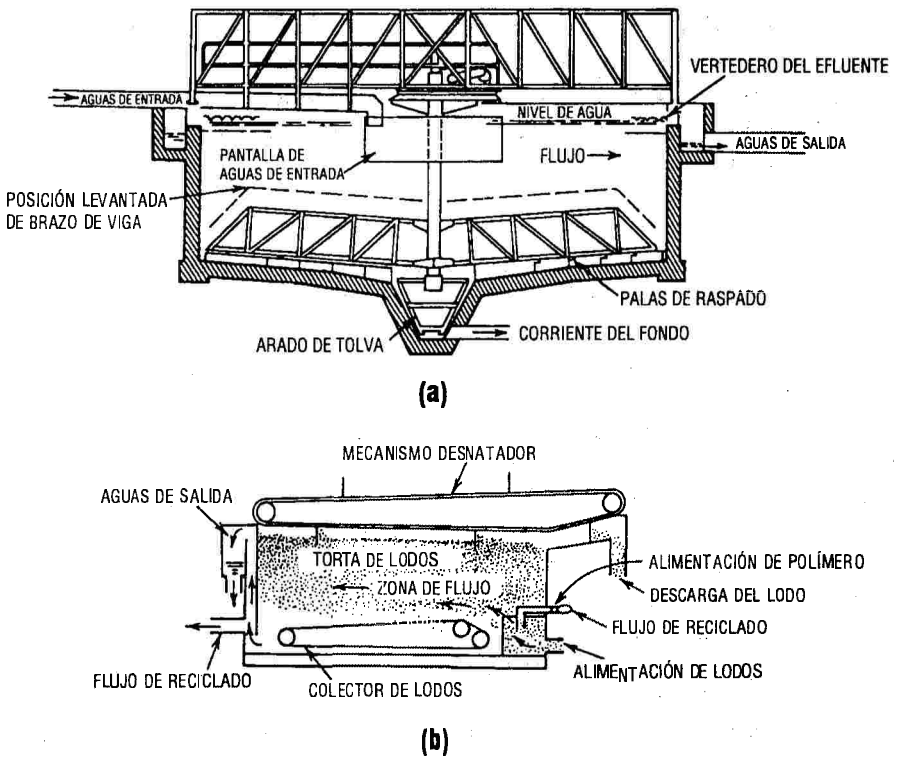


Figura 22.18 Secciones transversales del equipo espesador de lodo: (*a*) espesador por gravedad; (*b*) espesador por flotación.

resulta una gasificación, licuefacción y mineralización de los sólidos. Se aplica a lodos de los procesos de tratamiento excepto a los lodos químicos y a los que contienen sustancias tóxicas para los organismos de los lodos, como cianuro y cromo. Las ventajas de la digestión de lodos incluyen producción de un lodo estable e inofensivo (si el proceso tarda lo suficiente); 35 a 45% de reducción en sólidos suspendidos; 55 a 75% reducción en el peso seco de la materia volátil; reducción en contenido de humedad y producción de un lodo del que pueda removerse el agua con mayor facilidad. El lodo digerido puede usarse como acondicionador de suelos y como fertilizante suave bajo ciertas condiciones. Aún más, pueden emplearse como combustible los gases que se producen durante la digestión. (Si el lodo se va a drenar e incinerar, no se emplea la digestión por regla general.) La digestión puede ser anaerobia, y se lleva a cabo en tanques cerrados sin oxígeno, o aerobia inyectando aire al lodo.

Digestión anaerobia de lodos ■ Los lodos se pasan a tanques separados de digestión, a menos que se empleen tanques Imhoff o fosas sépticas. Mientras el lodo se descompone en el digestor, se agrega lodo fresco en forma periódica. Las bacterias anaerobias atacan a los carbohidratos, primeramente, con la formación de ácidos orgánicos. Después de esta fermentación ácida inicial ocurre la digestión ácida. Los organismos vivos en el ambiente ácido atacan los ácidos orgánicos y la materia nitrogenada. Sucede después un periodo de digestión, estabilización y gasificación, en el cual las bacterias anaerobias se alimentan de proteínas y aminoácidos como el ácido acético o butírico. Los ácidos volátiles se reducen y el pH se eleva. En la etapa final se presenta la fermentación de metano, siendo éste el principal gas producido. La velocidad de la digestión queda indicada por la rapidez de formación de gas. La remoción periódica de la materia licuada, solución en exceso (o sobrenadante) y sólidos digeridos permiten espacio para más lodo fresco.

La solución de sobrenadante, o sea la fracción líquida en un digestor, tiene un alto contenido de sólidos y de demanda bioquímica de oxígeno. Posee un olor desagradable. Al sacarlo del digestor en pequeñas cantidades, de un nivel en que la solución contiene relativamente pocos sólidos, se envía al influente del tanque de sedimentación primaria.

La producción de gas de un lodo bajo buenas condiciones de operación es de alrededor de 12 ft^3/lb de volátiles destruidos. El gas contiene 60 a 70% de metano, 20 a 30% de dióxido de carbono y pequeñas cantidades de otros gases que incluyen ácido sulfhídrico. El valor como combustible de este gas es de 600 a 700 Btu/ft^3. El gas puede emplearse en la planta de tratamiento para operar máquinas auxiliares y proveer de calor a sistemas de calentamiento de lodos. El exceso de gas se quema.

Todos los pasos del proceso anaerobio ocurren de modo simultáneo en el tanque. El mezclado de lodo bien digerido con lodo fresco da balance. Si el pH se mantiene entre 7.2 y 7.4 serán más favorables las condiciones para la digestión. Una vez obtenido, puede mantenerse el balance si se establece una alimentación de sólidos frescos equivalente al 4% en peso de los sólidos en el tanque.

La velocidad de la digestión anaerobia depende de la temperatura (Fig. 22.19). En la digestión convencional de lodos, como se ilustra en la figura 22.20*a* (intervalo mesofílico), la temperatura óptima es de 100°F. Entre 110 y 140°F (intervalo termofílico), las bacterias termofílica o ávidas de calor se hacen activas y apresuran la digestión todavía más con una temperatura óptima de 130°F. Los tanques en general se calientan para acelerar la digestión (Fig. 22.20*b*).

La mayoría de los estados tiene establecidos programas para necesidades de capacidad en tanques de digestión, según el tipo de lodo y de si los tanques son calentados o no. Las necesidades típicas establecen una capacidad en ft^3 per cápita para tanques calentados, de 2 a 3 para lodos primarios, de 3 a 4 para mezcla de primario y lodo de filtro estándar y de 4 a 6 para lodo activado o mezcla de lodo primario y lodo de filtro de alta capacidad. Las capacidades de tanques no calentados deben ser dos veces mayores para cada tipo de lodo.

Los tanques de digestión de lodos pueden ser circulares o rectangulares en planta. Por lo común tienen medios para el manejo del lodo. El sistema puede incluir también equipo de precalentador y calentador, de bombas de recirculación con succión del lodo a varios niveles, salida del licor de sobrenadante a varios niveles, domo o colector de gas, mecanismo de agitación, rastras para lodos y salida. La cubierta del tanque puede ser flotante o fija. Para una cubierta fija, cuando se agrega lodo fresco al tanque para que esté lleno, debe removerse un volumen equivalente de sobrenadante. Al agregar el lodo se crean corrientes, por lo que el sobrenadante removido puede acarrear

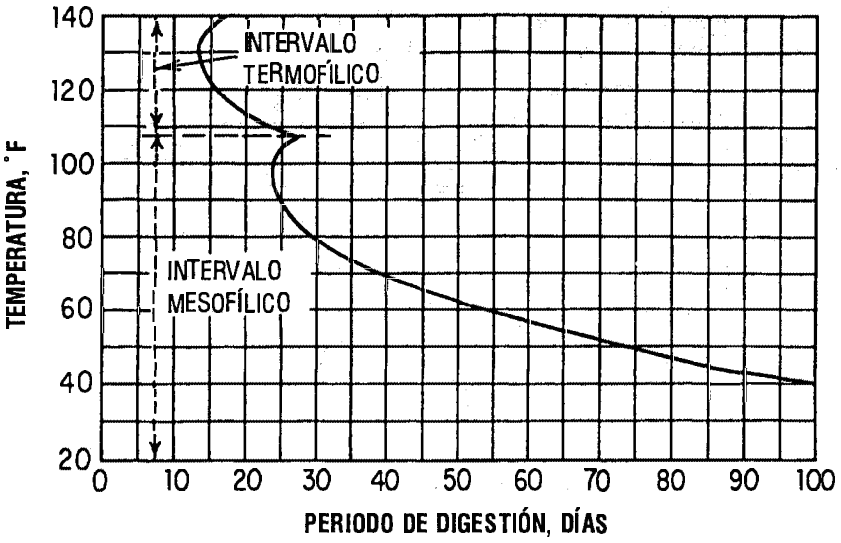


Figura 22.19 El periodo de digestión disminuye al aumentar la temperatura; se alcanza un mínimo en el intervalo mesofílico aproximadamente a los 100°F y en el intervalo termofílico a los 130°F.

algo de lodo. Una cubierta flotante permite que el sobrenadante se saque antes o después que el lodo fresco entre al tanque.

En la digestión anaerobia de paso múltiple, se colocan en serie dos o más digestores. La salida del lodo de cada uno se alimenta al subsiguiente y el lodo digerido se remueve del último (Fig. 22-21). El mismo tiene flexibilidad en el manipuleo y mezclado del lodo y en el control de la solución sobrenadante. También es posible emplear un tanque más pequeño que el requerido para la operación de un solo paso, o, para un tamaño dado de tanque, retener más tiempo los sólidos. En la digestión de doble paso, pueden obtenerse buenos resultados si el mejor lodo digerido es menor del 20% en volumen, del material que pasa del primero al segundo tanque es la mejor digestión de lodo y más del 80% es solución sobrenadante con el menor contenido de sólidos.

Digestión aerobia ■ Los lodos orgánicos se aerean en un tanque abierto similar a un tanque de aereación de lodos activados. El proceso proporciona la misma reducción de sólidos que el proceso anaerobio, pero es más estable en operación y recircula

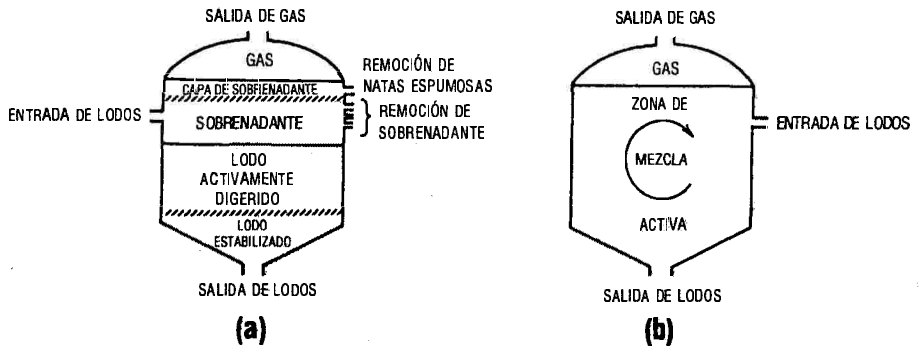


Figura 22.20 Digestión del lodo; (*a*) digestión, estándar: sin calentamiento, tiempo de retención: 30 a 60 días, carga 0.03 a 0.10 lb de sólidos volátiles suspendidos por ft^3 × día, alimentación y remoción intermitente, estratificación. (*b*) digestión acelerada; calentamiento entre 85 y 95°F, retención de 15 días o menos, carga de 0.10 a 0.50 lb de sólidos volátiles suspendidos por ft^3 × día, alimentación y remoción continua o intermitente, homogénea.

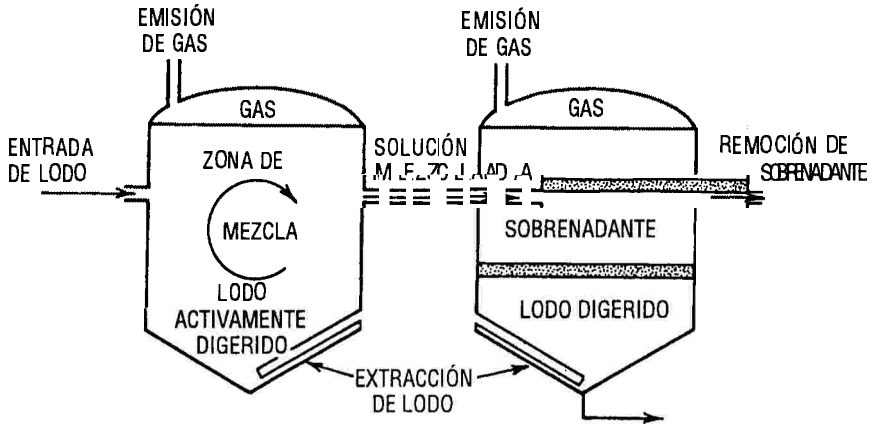


Figura 22.21 Digestión anaerobia de dos etapas.

menos contaminantes a la planta de tratamiento de aguas de desecho. Sin embargo, la digestión aerobia tiene mayor costo de electricidad y no produce gas combustible.

Estabilización ■ La estabilización de lodos primario y secundario de aguas de desecho para reúso como acondicionador de lodos puede llevarse a cabo por mezcla de basura pulverizada y lodos activados. En este proceso el lodo se mezcla con material voluminoso, como pedazos de madera o basura. Se coloca en pilas o hileras de unos 7 ft de alto; la mezcla se sujeta a acción biológica que estabiliza el lodo y lo calienta lo suficiente para destruir la mayor parte de microorganismos patógenos. La mezcla de basura pulverizada y lodos activados se realiza en aproximadamente 3 semanas, después de cuyo término la mezcla se cura normalmente por casi un mes antes de reusarla.

Drenado del lodo ■ Antes de su eliminación, el lodo digerido de plantas de tratamiento relativamente pequeñas puede concentrarse en lechos de secado. El área requerida para este fin es de alrededor de 2 a 3 ft^2 por persona (cerca de tres cuartas de esto, si los lechos tienen cubierta). Los lechos consisten de hasta 12 in de arena gruesa colocadas sobre 12 a 18 in de grava. La base natural de tierra se forma con pendiente a los bajos drenes, espaciados unos 30 ft. El lecho puede ser de 20 a 30 ft de ancho y hasta de 125 ft de largo. Puede limitarse o separarse de un lecho adyacente mediante un murete de concreto que sobresalga unas 15 in sobre la superficie de la arena.

El lecho se dosifica con lodo a una profundidad de 9 a 12 in y se deja drenar y secar. Un lodo granular bien digerido drena con facilidad y se reduce a una profundidad de 3 a 4 in cuando se seca (60 a 70% de contenido de humedad). El lodo removido del lecho tiene poco o nada de olor. Puede usarse como fertilizante suave o tirarse en rellenos de tierra.

El **procesamiento del lodo** puede ser necesario si el lodo se va a eliminar por otros métodos. Un método de procesamiento de lodos es la decantación o lavado del lodo con aguas de la planta. Esto remueve nitrógeno aminoamoniaco indeseable y reduce o elimina la necesidad de productos químicos para acondicionamiento. Después de asentarse el lodo lavado, se saca para acondicionamiento y filtración.

Como alternativa, puede emplearse cal o cloruro férrico con objeto de preparar el lodo para la filtración por vacío. Para plantas de tratamiento relativamente grandes son convenientes los sistemas mecánicos de drenado porque son más compactos y más controlables. Estos sistemas incluyen filtración por vacío, centrifugación y filtración a presión.

La **filtración por vacío** reduce el contenido de humedad a cerca de 80%. Las pastas del filtro son más fáciles de manejar que el lodo digerido de los digestores. (En algunas plantas, el lodo crudo se acondiciona y procesa en varios filtros sin digestión. Este lodo es desagradable y se maneja del mismo modo que las basuras de las rejillas.)

Las cantidades de filtrado varían desde 2.5 $lb/(ft^2 \cdot h)$ de sólidos secos para lodo activado fresco o digerido hasta 8 para lodo primario digerido. En

general, un filtro al vacío es un tambor vacío que gira lentamente sobre un eje horizontal en un tanque de lodo (Fig. 22.22). El filtro se cubre con una tela de alambre, plástico o algodón o con mallas de metal flexible. El lodo se mantiene adherido a la cubierta por medio de un vacío en el interior del tambor y separa el agua de los sólidos. A medida que el tambor gira, una cuchilla separa la pasta hacia un transportador, o la pasta se separa al cortar el vacío cuando la tela del filtro pasa fuera del tambor sobre pequeños rodillos. El filtrado se recircula al influente del agua de desecho o a los decantadores.

El **drenado centrífugo** del lodo se lleva a cabo en un tambor horizontal que gira de 1600 a 2000 rpm. El lodo se bombea dentro de la centrífuga y se inyectan polímeros para acondicionamiento de lodos. A medida que el tambor gira, los sólidos son lanzados hacia afuera del tambor y removidos por un transportador (Fig 22.23). Los costos son los mismos y los resultados similares a los que se obtienen con la filtración por vacío.

La **filtración a presión** se efectúa mediante el bombeo de lodo a presiones superiores a 225 psi a través de filtros fijados a una serie de placas. Dichas placas están fijas en un marco con un extremo fijo y otro movible. Cuando el lodo es forzado dentro de las cámaras entre las placas, el líquido pasa a través de los filtros y los sólidos se retienen. Cuando las cámaras de filtros se llenan de sólidos, se detiene la alimentación de lodos. La pasta del filtro se separa cambiando el extremo movible de modo que las placas puedan moverse. La filtración a presión proporciona la pasta más seca que se obtiene por métodos mecánicos de drenado, produce un filtrado claro y a menudo reduce los costos del acondicionamiento químico.

Acondicionamiento de lodo para suelos

■ Debido a que el lodo del tratamiento de aguas de desecho municipales contiene algunos nutrientes esenciales para las plantas, puede utilizarse como fertilizante o acondicionador de suelos. Para ese propósito es deseable, sin embargo, que primero se estabilice el lodo. A menudo también es drenado.

Algunas ciudades aplican el lodo líquido a los cultivos. Esto elimina costos de drenado, pero requiere el transporte de grandes cantidades de lodo, y por razones de salud el lodo no puede usarse para cultivos de raíz o cultivos que se ingieren crudos. En la región de Chicago, los cultivos fertilizados con lodo líquido incluyen maíz, frijol de soya y trigo de invierno.

En algunos casos, el lodo se seca en secadores instantáneos de alto calor para reducir fuertemente el volumen. Los secadores instantáneos operan mezclando una porción de lodo seco con la llegada de pasta húmeda de lodo, introduciendo una corriente de gas de alta velocidad y alta temperatura. El material seco se separa del gas en un separador ciclón y se almacena. Si el sitio de la planta de

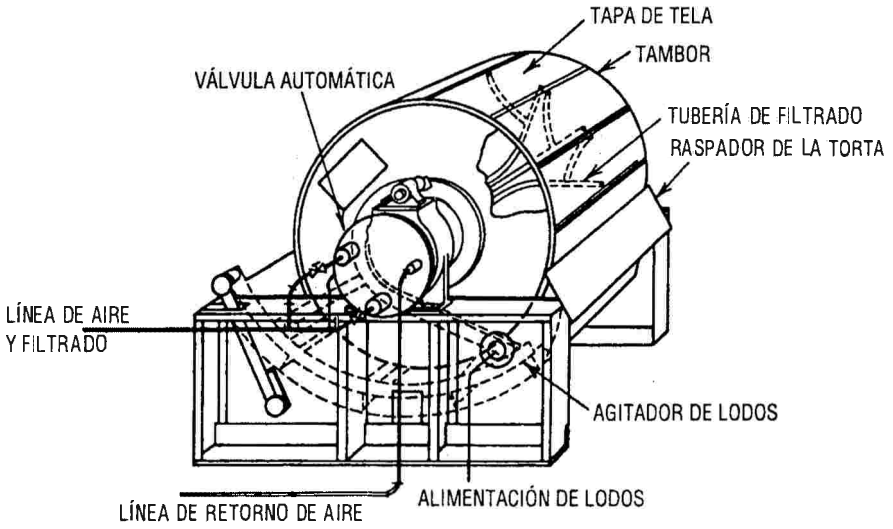


Figura 22.22 Filtro de tambor giratorio al vacío.

tratamiento de agua de desecho cuenta con un incinerador de basura, puede proveer calor para el secado del lodo.

Reducción del lodo ■ Si el lodo no va a emplearse como acondicionador de suelos y si no se dispone de un sitio para eliminación como relleno de tierra, el lodo puede reducirse a una forma más innocua y de más fácil manejo mediante incineración, oxidación química u oxidación húmeda.

Durante la incineración se evapora de manera completa la humedad en el lodo y los sólidos orgánicos se queman hasta convertirse en ceniza estéril, pero pueden eliminarse mediante la incineración tanto del lodo digerido como del no digerido. Se necesita de calor auxiliar porque es alto el contenido de humedad de la pasta del filtro. Como combustible puede emplearse el gas, incluyendo gas del digestor, petróleo o carbón.

Anteriormente, los incineradores empleados para la quema del lodo eran de hogar múltiple. El lodo alimentado al hogar tope es empujado hacia abajo al siguiente hogar por brazos agitadores a medida que se va secando. El calor expele agua y gases volátiles, los que son quemados por la alta temperatura. Para evitar olores en exceso, deberá mantenerse una temperatura a 1500°F o más. El residuo de ceniza, de cumplir con los estándares estatales, se podría emplear como relleno o cubierta en relleno sanitario. Los gases de combustión se pasan a través de un separador para reducir la contaminación del aire.

Si no se dispone de gas del digestor para combustible, puede resultar alto el costo de la incinera-

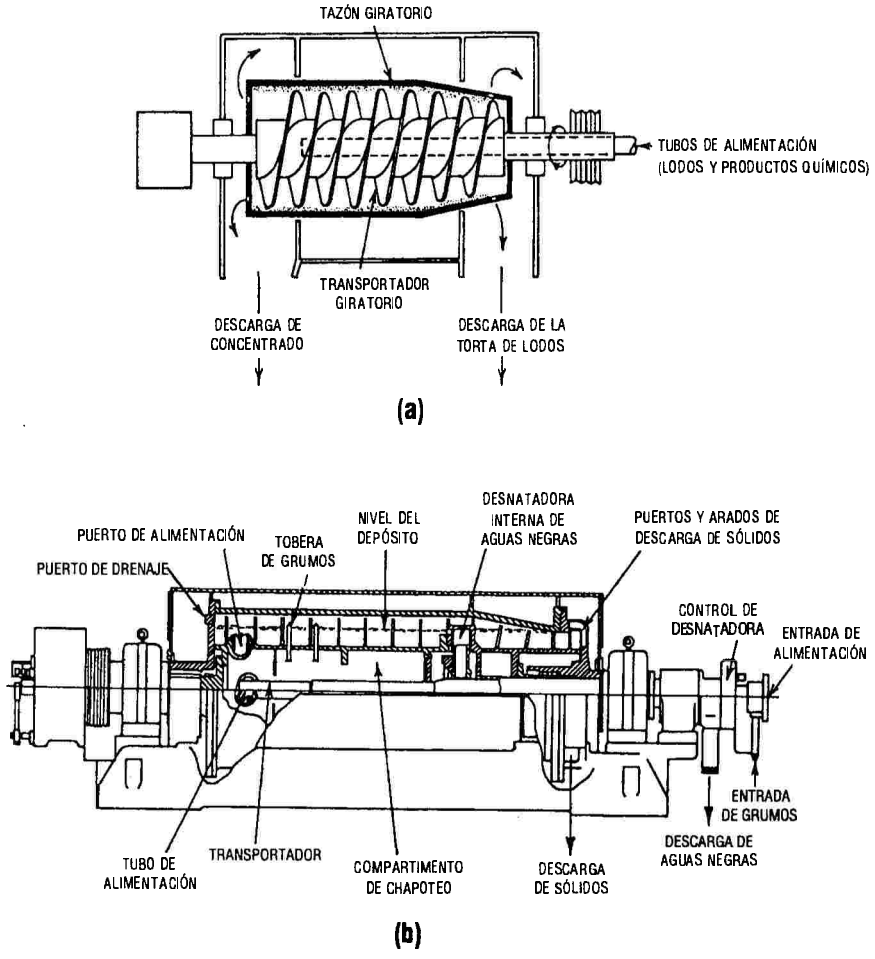


Figura 22.23 Equipo centrífugo para desecar el lodo: (*a*) Centrífugo de contracorriente continua, tazón sólido y descarga por tornillo sinfín. (*b*) Centrífugo en el mismo sentido que la corriente, tazón sólido y descarga por banda transportadora.

ción del lodo. Como alternativa puede mezclarse la pasta del filtro con desechos sólidos y quemarse en un incinerador municipal, si está cerca de la planta de tratamiento.

Una alternativa es un **incinerador de cama fluidizado** (Sección 22.33).

Para plantas de tratamiento pequeñas o medianas es apropiado el uso de **oxidación química** para el lodo. El proceso hace tratamiento del lodo revuelto con cloro, lo que resulta en la formación de compuestos biológicamente inertes. La mayor parte del cloro libre disponible reacciona para formar ácido clorhídrico (HCl) o hipocloroso (HOCl). El HOCl se descompone posteriormente en HCL con liberación de oxígeno. El HOCL y el oxígeno son fuertes oxidantes.

Para reducir el tamaño de la partícula, el lodo crudo se bombea a un macerador. Después, el lodo se mezcla con lodo acondicionado en razón de 3.8 gal de lodo recirculado por galón de lodo crudo (Fig. 22.24). Se agrega cloro a la mezcla en dosis que van de 600 a 4800 miligramos por litro, dependiendo del tipo de lodo. Para lodo primario doméstico, la dosificación por lo general es de entre 1500 y 2000 miligramos por litro de lodo agregado. Una bomba de recirculación alimenta la mezcla a un tanque de reacción donde casi en forma instantánea se efectúa la reacción con el cloro. Se alimenta a un segundo tanque de reacción una porción del flujo y el resto se recircula. La recirculación ayuda en el mezclado y permite la utilización eficiente del cloro. Una bomba de control de presión en el extremo de la descarga del segundo tanque de reacción mantiene una presión de 30 a 40 psi en el sistema.

El lodo se drena con facilidad en lechos de secado convencionales. El filtrado del lecho se regresa al tanque primario de sedimentación. El lodo es estéril y puede eliminarse por incineración o relleno, excepto por limitaciones de metales pesados.

La **oxidación húmeda** utiliza el principio de que la materia orgánica combustible se oxida en presencia de agua en forma líquida a temperaturas de entre 250 a 700°F. Por lo tanto, el proceso es adecuado para la reducción de lodos que son difíciles de drenar. En el proceso de oxidación húmeda, el lodo se muele y se alimenta a un reactor con temperatura cercana a 500°F y presiones de 1000 a 1700 psi. La alta presión evita la conversión del agua a vapor. Para acelerar la oxidación se inyecta aire al lodo. Se separan el líquido y los sólidos oxidados por sedimentación, filtración en vacío o centrifugación. Además de eliminar el paso de drenado, el proceso tiene la ventaja sobre la incineración de un menor potencial en la contaminación del aire, ya que la oxidación se efectúa en agua sin producir gases y ceniza en la salida pero el proceso forma un líquido con muy altos BOD, fósforo y nitrógeno y este líqui-

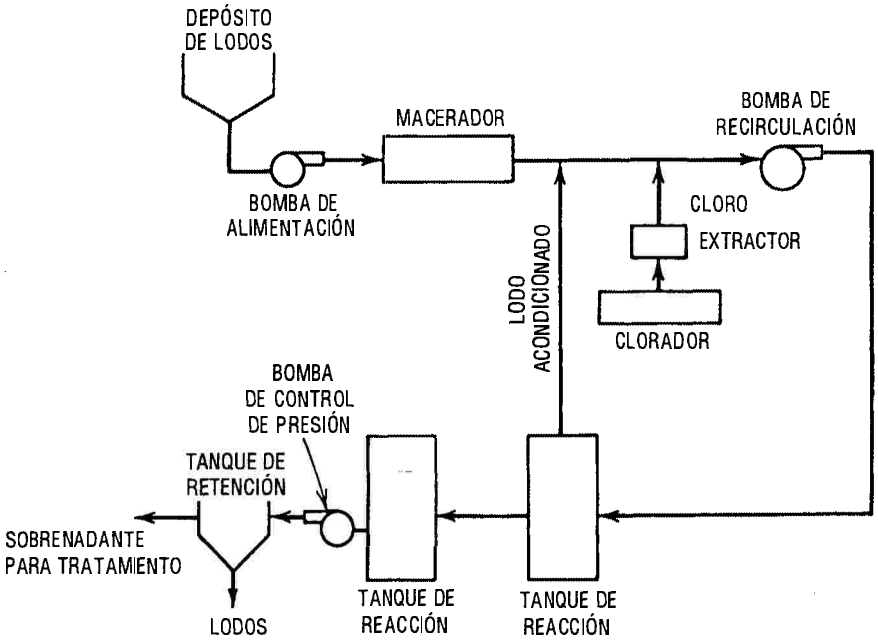


Figura 22.24 Esquema del proceso de oxidación química del cieno.

do debe recircularse a la planta de tratamiento de aguas de desecho.

Recuperación de cal ■ Cuando el tratamiento de aguas de desecho incluye el proceso de coagulación-sedimentación, se producen grandes volúmenes de lodos químicos. Por lo común estos lodos de drenan y se eliminan en la misma forma que los lodos orgánicos del tratamiento secundario. Si el coagulante empleado es cal, ésta puede recuperarse para su reutilización. Para este fin, el lodo es drenado por uno de los procesos descritos previamente y entonces se somete a recalcinación en un incinerador de horno múltiple o de cama fluidizada. La recalcinación elimina agua y dióxido de carbono y deja un residuo de cal, que puede recuperarse para reutilización.

(Metcalf & Eddy, Inc., *Wastewater Engineering*, 3rd. ed., L. Rich, *Low Maintenance, Mechanically Simple Wastewater Treatment Systems*, C. R. Brunner, *Handbook of Incineration Systems*, and R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; G. M. Fair, et al., *Water and Wastewater Engineering*, John Wiley & Sons, New York; *Wastewater Treatment Plant Design*, Manual 36, American Society of Civil Engineers; W. F. Ettlich et al., *Operations Manual-Sludge Handling and conditioning*, Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio; M. J. Satriana, *Large-Scale Composting*, Noyes Data Corp, Park Ridge, N. J.; *Sludge Trickening*, MOP 15 no. FD-1, Water Environmental Federation, Arlington, Va.)

22.22 Tanques Imhoff

Desarrollado en Alemania por Karl Imhoff para el alcantarillado del distrito de Emscher, es un tipo de tanque muy usado en Estados Unidos desde 1907 para el tratamiento primario de las aguas de desecho. El tanque permite que tenga lugar la sedimentación como la digestión del lodo. Éste comprende los sólidos sedimentados del albañales; la digestión del lodo es la descomposición anaerobia de materia orgánica presente en él (sección 22.21).

La eficiencia de los tanques Imhoff es aproximadamente la misma que la de un tanque simple de sedimentación. Las aguas negras del Imhoff son apropiadas para tratarlas en filtros rociadores, pero la digestión del lodo puede avanzar mucho más lentamente que en un digestor separado. En un tanque Imhoff, la digestión del lodo tiene lugar sin calor. Como la proporción de digestión decrece con el descenso dela temperatura (Fig. 22.19), la falta de control de temperatura resulta una desventaja, especialmente en regiones donde los inviernos son fríos.

El lodo de un tanque Imhoff tiene un olor semejante al alquitrán y una apariencia negra y granular. Es denso. Cuando se extrae del tanque puede tener un contenido de humedad de 90 a 95%. Seca fácilmente y, cuando está seco, es relativamente inodoro. Constituye un humus excelente pero no es fertilizante.

Los tanques Imhoff están divididos en compartimientos (Fig. 22.25). La sedimentación tiene lugar en una cámara superior o de flujo de paso. El lodo sedimenta en una cámara inferior de digestión. Para facilitar la transferencia de los sólidos que se sedimentan, la cámara de flujo de paso tiene el fondo liso y en pendiente (unos 60° con la horizontal) y una ranura en el nivel más bajo. Después que las partículas pasan por la ranura, quedan atrapadas en la cámara inferior. Este camino queda interrumpido en la ranura por muros traslapados, como se muestra en la sección transversal de la figura 22.25, o por una viga triangular con un vértice justamente debajo de la ranura.

Según avanza la digestión en la cámara inferior, el lodo ascendente, en que hay gas atrapado, forma espuma. Esta nata se manda a una cámara de espuma y respiraderos de gas situados a lo largo de la cámara superior. Según escapan los gases, el lodo vuelve a hundirse de la cámara de natas a la cámara inferior. (Los respiraderos de gas pueden producir, ocasionalmente, olores desagradables). La cámara de natas debe tener un área superficial equivalente de 25 a 30% de la superficie horizontal de la cámara de digestión. Los respiraderos de gas deben tener un ancho no menor de 24 in. El borde libre superior debe ser de, por lo menos, 2 ft para retener la espuma. Si se forma espuma en un respiradero de gas, se la puede hacer bajar con el chorro de agua de una manguera.

En la cámara de digestión, el lodo se sedimenta en el fondo en pendiente. Después que haya transcurrido un tiempo suficiente para la descomposición anaerobia, se elimina el lodo por medio de tuberías de extracción. Como la altura de un tanque es por lo general de 30 a 40 ft, puede expulsarse el lodo por la presión hidráulica del líquido del tan-

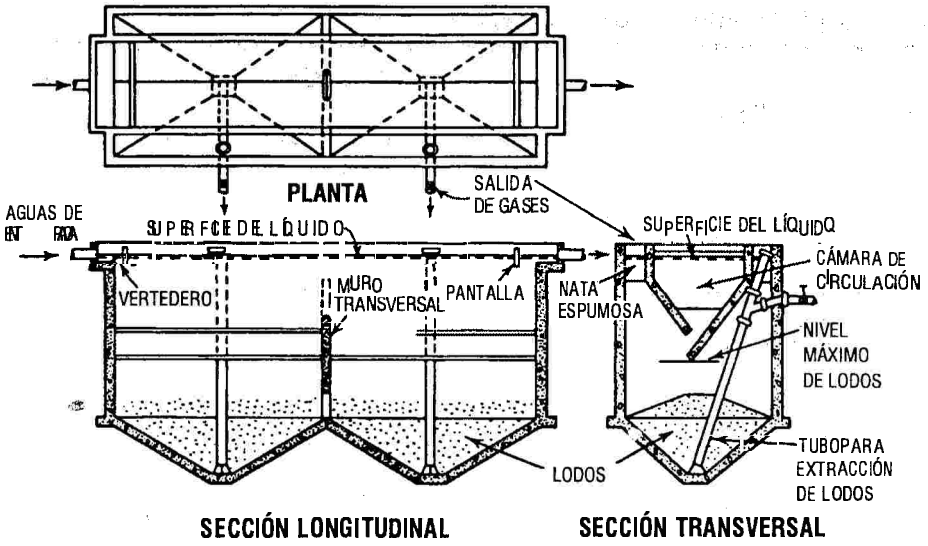


Figura 22.25 El tanque Imhoff permite la sedimentación de las aguas de desecho en los compartimientos superiores, y la digestión del lodo en los inferiores.

que. Ordinariamente, las extracciones del lodo se hacen dos veces al año. Con un programa de tal naturaleza, puede diseñarse la cámara de digestión para una capacidad de 3 a 5 ft^3 per cápita de carga conectada de desechos. Sin embargo, si la remoción del lodo es menos frecuente, o si están presentes en el albañal desechos industriales con grandes cantidades de sólidos, la capacidad debe ser mayor. Se han construido algunas cámaras con capacidades de hasta 6.5 ft^3 per cápita.

Los tanques de gran tamaño están provistos con medios para invertir el flujo en la cámara superior. Como la sedimentación generalmente es mayor cerca de la entrada, la inversión del flujo permite una distribución más uniforme de los sólidos decantados a través de la cámara de digestión.

El periodo de retención en la cámara superior es usualmente de 2½ h. La cantidad de asentamiento superficial es de 600 gal/(ft^2 · día). La cantidad de rebose del vertedero no excede, en general, 10 000 gal por ft lineal de vertedero por día. La velocidad de flujo se mantiene por debajo de 1 ft/s.

Las relaciones entre la longitud y el ancho de los tanques Imhoff varían de 3:1 a 5:1. La profundidad hasta la ranura es, aproximadamente, igual que el ancho.

Son preferibles las unidades múltiples en lugar de un solo tanque de mayores dimensiones. A veces también es conveniente situar dos cámaras de paso de flujo sobre una cámara de digestión.

22.23 Fosas sépticas

Al igual que los tanques Imhoff (sección 22.22), las fosas permiten tanto la sedimentación como la digestión del lodo, pero, a diferencia de los tanques Imhoff, las fosas sépticas no tienen compartimientos separados para estos procesos. Mientras ocurre la descomposición anaerobia, el lodo sedimentado está en inmediato contacto con las aguas de desecho que fluyen a través del tanque.

Las fosas sépticas tienen un uso limitado en los tratamientos municipales. Sus aguas negras tienen olor fuerte, con alta demanda bioquímica de oxígeno y son peligrosas debido al posible contenido de organismos patógenos. Sin embargo, las fosas sépticas se usan mucho en el tratamiento de aguas de desecho procedentes de residencias individuales. Estas fosas también se usan en escuelas e instituciones aisladas y para tratar las aguas de desecho sanitarias en pequeñas plantas industriales.

Las fosas tienen una capacidad de cerca de un día de flujo, más la capacidad de almacenaje del lodo. El diseño de los tanques residenciales se basa generalmente en 75 gal de aguas de desecho por persona por día, o 150 gal por recámara por día. Si se usan las recámaras como criterio, se debe tener en cuenta la futura conversión de algunas habitaciones en recámaras. Si pueden utilizarse las trituradoras de basura debe aumentarse la capacidad de la fosa (tabla 22.6). La mayor parte de los estados

TABLA 22.6 Capacidades mínimas de fosas sépticas

Dormitorios	Personas	Capacidad líquida, en galones	
		Sin trituradores de basura*	Con trituradores de basura†
2 o menos	4	500	750
3	6	600	900
4	8	750	1000

*Añádanse 150 gal por cada dormitorio por encima de 4.
†Añádense 250 gal por cada dormitorio por encima de 4.

establecen una capacidad mínima de 500 gal para un solo tanque. Algunos estados requieren un segundo compartimiento, de 300 gal de capacidad, separados del primer compartimiento por un tabique vertical que tiene una ranura horizontal, con una altura de 6 in para permitir el paso de las aguas negras desde el primer compartimiento.

Puede construirse una fosa séptica de metal recubierto o de concreto reforzado y debe ser impermeable. Debe tener una profundidad mínima para el líquido de 4 ft. La longitud de una fosa rectangular puede ser de cerca del doble del ancho. Los tanques de concreto vaciados en el lugar deben tener un espesor no menor de 6 in, a no ser que estén completamente reforzados. La losa debe reforzarse para resistir, por lo menos 150 psf. La parte superior del tanque debe estar entre 12 y 24 in por debajo de la superficie terminada y tener una abertura de, por lo menos, 16 in de diámetro para un registro de inspección. La parte inferior de la tapa del tanque debe estar cuando menos una pulgada por encima de los tabiques y pantallas. La plantilla de la tubería de entrada debe estar 1 o 3 in, de preferencia, por encima de la plantilla de la tubería de salida. Cuando la longitud de la fosa sea mayor de 9 ft, deben utilizarse dos compartimientos. En la figura 22.26 se muestra una fosa típica.

Por lo general, las fosas sépticas para residencias se entierran en el suelo y se olvidan hasta que el sistema tiene problemas de obstrucciones o derrames. En realidad, no debe permitirse que los lodos se acumulen a una profundidad mayor de la que se indica en la tabla 22.7.

En muchas partes existen empresas comerciales que recogen los lodos. Mediante un camión cisterna equipado con bombas, retiran el contenido de una fosa séptica y lo descargan en un registro de alcantarilla o en una planta de tratamiento para eliminarlo. En zonas rurales, los lodos se pueden enterrar en un lugar aislado.

Las fosas sépticas municipales e institucionales se diseñan para retener el flujo de 12 a 24 h, más el lodo almacenado. En el caso de campamentos para 40 o más personas, las fosas sépticas deben tener una capacidad de líquido de por lo menos 25 gal por persona a la que se preste servicio. Para escuelas diurnas, la capacidad puede ser ⅔ parte de la anterior.

Si se trata de unidades residenciales, el respiradero principal de la plomería de la casa provee normalmente una ventilación adecuada, pero para las fosas sépticas grandes son deseables respiraderos separados.

Pueden eliminarse aguas negras de la fosa séptica en un pozo de absorción (sección 22.25) o en un pozo negro filtrante. Este último consiste en líneas de tubos de barro vitrificado con juntas abiertas o tuberías perforadas colocadas en zanjas a una profundidad de 18 a 30 in. Las líneas reciben las aguas

TABLA 22.7 Acumulación permisible de lodo en las fosas sépticas

Capacidad de la fosa, en galones	Distancia desde el fondo del aparato de salida hasta la superficie del lodo, en in, para una profundidad del líquido de	
	4 ft	5 ft
500	16	21
600	13	18
750	10	13
900	7	10
1000	6	8

negras de una caja, que las distribuye de modo uniforme. Desde la caja, las líneas se extienden de manera que estén separadas por lo menos 6 ft. Las líneas deben tener igual longitud, que en ningún caso debe ser mayor de 60 ft.

Colocadas con una ligera pendiente, no más de 1/16 in/ft, las tuberías se asientan firmemente en un lecho de piedra triturada o grava lavada. El agregado debe extenderse 12 in por debajo y dos pulgadas por arriba del conducto. Las aguas negras que descargan por las aberturas se dispersan sobre todo el fondo y se filtran en el suelo. El tamaño del campo de percolación debe determinarse de los resultados de pruebas de percolación del suelo (tabla 22.8).

Deben hacerse por lo menos dos pruebas de percolación en el área del campo de percolación. Para hacer una prueba, se cava un hoyo de 8 in de

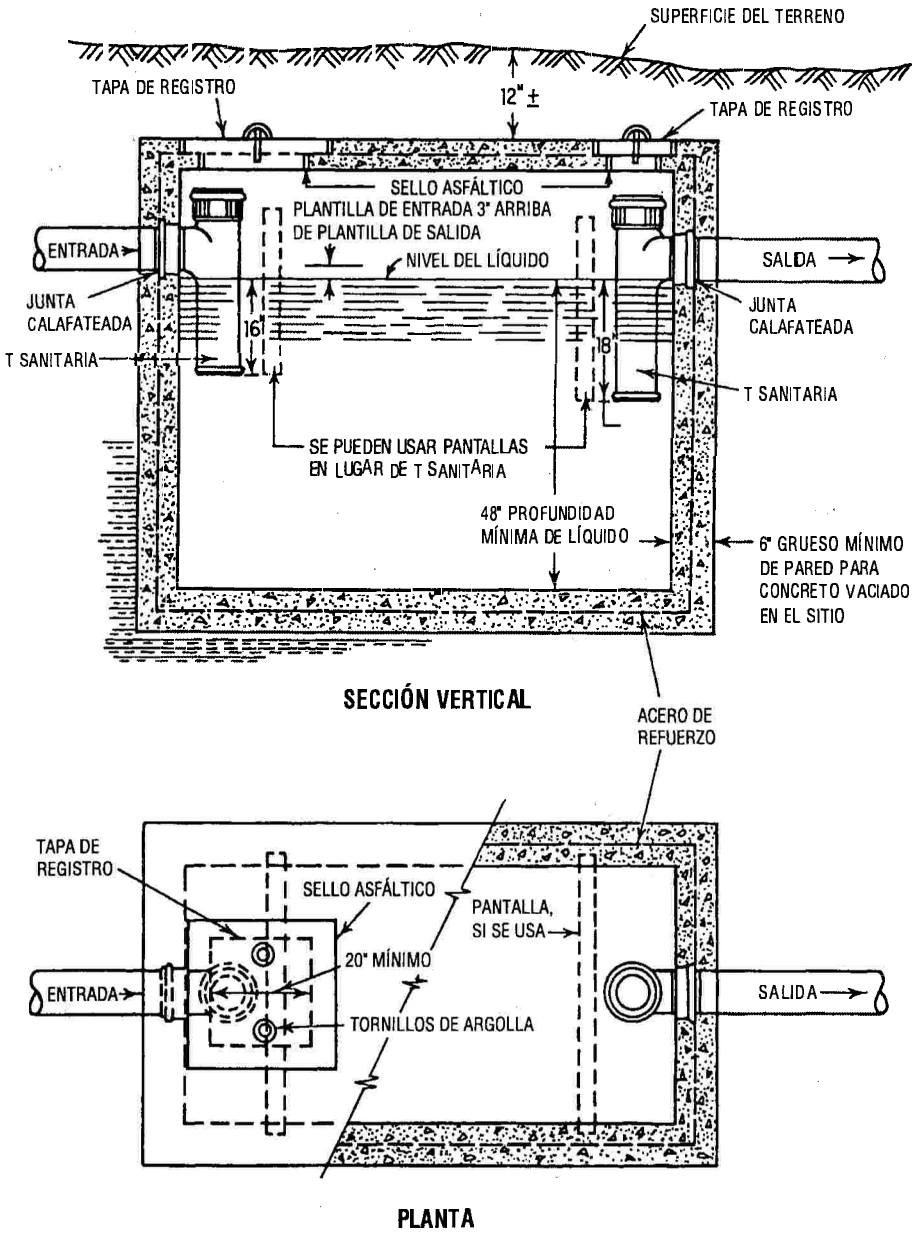


Figura 22.26 La fosa séptica permite la sedimentación y la digestión de lodo en el mismo compartimiento.

TABLA 22.8 Tamaños requeridos de campos de percolación para aguas de salida de fosas sépticas

Ritmo de percolación del terreno, en minutos*	Aplicación de aguas negras, en gal por ft² por día	Ancho de la zanja, en in	Longitud de zanja, en ft lineales, para cargas de aguas negras, en gal por día, de			
			300	450	600	1000
0-5	2.4	24	63	94	125	209
6-7	2.0	24	73	110	146	244
8-10	1.7	36	59	88	118	196
11-15	1.3	36	77	116	154	256
16-20	1.0	36	95	143	191	317
21-30	0.8	36	125	188	250	417
31-45†	0.6	36	167	250	334	555
46-60†	0.4	36	250	375	500	834

*Tiempo necesario para que descienda 1 in el nivel del agua en el hueco empapado.
†Si el ritmo de percolación excede de 60 minutos, el sistema no es apropiado para un campo de percolación. Un ritmo mayor de 30 minutos indica un límite de aptitud para la absorción del suelo; debe tenerse cuidado especial en el diseño y construcción.

diametro o un cuadrado de 12 in que se prolongue 6 in por debajo del fondo de la zanja, o unas 30 in por debajo de la superficie final del terreno. Colóquense 2 in de arena gruesa o grava fina en el fondo del hoyo. Empápese previamente el hoyo unas cuantas horas antes de la prueba y otra vez en el momento de hacer la prueba y déjese escurrir el agua. Sáquese cualquier tierra que caiga en el hoyo y viértase agua limpia hasta una profundidad de 6 in dentro del hoyo. Regístrese el tiempo, en minutos, requerido para que el agua baje una pulgada y repítase la operación hasta que el tiempo empleado en bajar el agua de 6 a 5 in sea el mismo para dos pruebas sucesivas. Úsense los resultados de la última prueba como la tasa estabilizada. Se han desarrollado otros métodos de pruebas de percolación para usarse en los casos en que se encuentren condiciones especiales del terreno.

Los lotes con menos de 10 ft de tierra por encima de una formación rocosa no son apropiados para construir sistemas de alcantarillado ni suministros de agua de pozos, debido a peligros de contaminación. No deben construirse campos de percolación debajo de caminos. El campo debe estar a más de 100 ft de cualquier fuente de suministro de agua, 20 ft de muros de cimentación de las casas, y 10 ft de límites de propiedad. El fondo de las zanjas debe estar, por lo menos 2 ft por encima del agua subterránea, 5 ft sobre la roca. Los drenes del techo, basamentos y sótanos no deben conectarse a la fosas sépticas, porque éstas se sobrecargarían con agua que no requiere tratamiento. El agua procedente de las bajadas del techo y otros tipos de aguas pluviales deben desviarse del campo de percolación. Esta agua saturaría el terreno e interferiría la apropiada operación del campo.

Cuando el suelo es impermeable, o casi impermeable, puede usarse un campo de percolación con drenes inferiores. Éste es en realidad un filtro de arena enterrada que se coloca bajo el sistema de drenaje por tubos. La tubería de drenaje en barro se coloca en zanjas llanas de grava u otro medio poroso. Los drenes inferiores del fondo recogen y llevan las aguas negras a un punto central de recolección. Una vez allí, pueden drenarse los desechos por gravedad, clorinarlos, descargarlos a una corriente de agua, o bombearlos hasta el lugar de descarga.

(*Sewage Disposal Systems for the Home*, Part III, Bulletin 1, Department of Health, State of New York, Albany, N. Y.; *Studies on Household Sewage Disposal System*, Parts 1, a 3; Robert A., Tafl Sanitary Engineering Center, U. S. Public Health Service; L. Rich, *Low Maintenance Mechanically Simple Wastewater Treatment Systems*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; W. J. Jewell and R. Swan, *Water Pollution Control in Low-Density Areas*, University of Vermont.)

22.24 Pozos negros y pozos de absorción

Un pozo negro es un hoyo hecho en el suelo, tierra, revestido y tapado, dentro del cual se descargan aguas residuales y que se usa solamente cuando no hay un sistema de alcantarillado. Puede ser hermético o filtrante. Un pozo negro hermético retiene los desechos hasta que los desperdicios se eliminan con bombas o cubos. Este tipo de pozo sólo se utiliza en lugares donde no se permite descargar el drenaje en el terreno o la roca circundantes. Un pozo negro con lixiviado permite que las aguas residuales se filtren al terreno circundante.

Los pozos de absorción son de construcción similar y pueden usarse para complementar los campos de percolación (sección 22.23) o en lugar de esos campos si las condiciones fueran favorables. Éstos también pueden usarse en serie con los pozos negros o fosas sépticas para drenar el líquido que rebosa el terreno circundante. Los resultados son similares a los obtenidos con las fosas sépticas (sección 22.23).

El uso de un pozo de absorción para la eliminación directa debe restringirse a una familia pequeña en lugar apartado, donde el terreno sea absorbente y no haya peligro de contaminación del agua subterránea. Nunca deben utilizarse pozos negros ni pozos de absorción en terrenos arcillosos.

El fondo de un pozo de absorción debe estar por lo menos 2 ft por encima del manto freático y 5 ft por encima de la roca. Los lotes que tengan menos de 10 ft de tierra por encima de una formación rocosa no son, por lo general, apropiados para la construcción de pozos de absorción y pozos para el suministro de agua, debido al riesgo de la contaminación. Los pozos han de situarse a más de 100 ft de una fuente de suministro de agua, a 20 ft de edificios, y a 10 ft de los límites de propiedad. La distancia libre entre dos pozos deben ser, por lo menos, dos veces el diámetro del pozo mayor.

El tamaño del pozo de absorción debe determinarse sobre la base de 75 gal por persona por día, o 150 gal por dormitorio (recámara) por día. Cuando se usen los dormitorios como criterio, debe tenerse en cuenta la futura conversión de algunas habitaciones en dormitorios. El revestimiento del pozo debe ser de juntas abiertas o perforadas para permitir la salida del líquido. El área de los muros debe ser lo suficientemente grande para permitir que el suelo absorba el líquido sin que rebose el pozo. El área de muros requerida o área efectiva de absorción se determinará de las pruebas de percolación del terreno (tabla 22.9).

Las pruebas de percolación para los pozos de absorción son las mismas que las de los campos de percolación (sección 22.23), pero deben hacerse a la mitad de la profundidad y a la profundidad estimada total. Puede hacerse una excavación mayor en la parte superior del hueco, para facilitar la prueba.

Una vez que se obtiene el área requerida de absorción, de la tabla 22.9, debe obtenerse de la tabla

TABLA 22.9 Áreas sugeridas de absorción para pozos de absorción

Ritmo de percolación del terreno, en minutos*	Aplicación de aguas de deshecho, en gal por ft^2 por día	Área de absorción requerida, en ft^2, para cargas de aguas de desecho, en gal por día, de			
		300	450	600	1000
0-5	3.2	94	141	188	313
6-10	2.3	130	196	261	435
11-15	1.8	167	250	334	555
16-20	1.5	200	300	400	666
21-30	1.1	273	409	545	911
31-45†	0.8	375	562	750	1250
46-60†	0.5	600	900	1200	2000

*Tiempo necesario para que descienda 1 in el nivel del agua en el hueco empapado.

†Si el ritmo de percolación excede de 60 minutos, el sistema no es apropiado para un pozo absorbente. Un ritmo por encima de 30 minutos indica el límite de aptitud para la absorción del terreno; ha de tenerse cuidado especial en el diseño y construcción.

TABLA 22.10 Dimensiones del pozo de absorción para el área de absorción, en ft^2

Profundidad, en ft	Diámetro exterior, en ft							
	5	6	7	8	9	10	11	12
3	47	57	66	75	85	94	104	113
4	63	75	88	101	113	126	138	151
5	79	94	110	126	141	157	173	188
6	94	113	132	151	169	189	207	226
7	110	132	154	176	197	220	242	263
8	126	151	176	201	225	252	276	302
9	141	170	198	226	254	283	310	339
10	157	189	220	251	282	314	346	377
11	173	207	242	276	310	346	380	415
12	188	226	263	302	339	377	415	453

*Diámetro exterior y profundidad efectiva. Se excluye de los cálculos el área de fondo.

22.10 el diámetro exterior y la profundidad efectiva del pozo. El revestimiento se hace, en general, con bloques de concreto o secciones de concreto prefabricado y su espesor debe ser cuando menos de 8 in. Con bloques rectangulares, el fondo no debe estar a más de 10 ft por debajo del nivel de la rasante; con bloques trabados, a no más de 15 ft. Para pozos más profundos, ha de estructurarse el revestimiento para resistir las presiones de la tierra saturada. La parte superior debe tener un registro hermético y una cubierta de concreto.

Debe colocarse grava gruesa en el fondo del pozo hasta una profundidad de 6 in. El relleno alrededor del revestimiento en el área de absorción debe ser de piedra triturada y limpia o grava, de 1½ a 2 in de diámetro, con un espesor de no menos de 6 in. Debe colocarse una capa de paja, de 2 in de espesor, sobre la grava, antes de proceder al relleno.

Cuando se use un pozo de absorción al final de un campo de percolación, el muro del pozo debe estar a una distancia de no menos de 6 ft del extremo de la zanja. La tubería que conecte el extremo de la línea con el pozo debe tener juntas impermeables.

(*Sewage Disposal for the Home*, Part III, *Bulletin 1*, Department of Health, State of Nueva York, Albany, NewYork.)

22.25 Retretes químicos

A veces se utilizan retretes químicos en lugar de letrinas de pozos, cuando existe peligro de contaminación del agua subterránea. En general, sólo se usa un retrete químico cuando lo requieren las autoridades sanitarias que tengan jurisdicción en el área.

La superestructura del retrete químico es corrientemente la misma que la de un pozo de letrinas. En lugar del pozo se construye un receptáculo impermeable a prueba de corrosión. Contiene sosa cáustica, y tiene una capacidad de unos 100 gal por asiento. El receptáculo se carga con no menos de 25 lb de sosa cáustica por asiento. El producto químico se diluye con 10 gal de agua por asiento. El receptáculo está provisto normalmente de un agitador que puede operar después que se use.

22.26 Fosas sépticas de oxidación

Son fosas artificiales para aguas negras, que utilizan fuerzas naturales para la purificación. Cuando se diseñan y conservan de manera apropiada, realizan un tratamiento satisfactorio, aun para aguas de desecho crudas. Las aguas negras son por lo menos iguales que las de las plantas de tratamiento, que llevan a cabo un tratamiento secundario.

Las lagunas de oxidación son apropiadas para lugares donde hay grandes áreas de terreno a bajo costo. En general, una operación satisfactoria requiere, temperaturas relativamente altas y luz solar no obstante lo cual estas fosas se utilizan en los estados del norte de Estados Unidos. Cuando la

superficie del agua se hiela, las aguas negras son malas, pero el hielo impide la formación de olores.

El tratamiento de las aguas negras en fosas de oxidación depende de la descomposición aerobia de la materia orgánica (sección 22.14). La descomposición bacterial de esta materia libera dióxido de carbono; se desarrollan algas que consumen dióxido de carbono, amoniaco y otros productos de desperdicio y, en condiciones climáticas apropiadas, liberan oxígeno durante el día. También la atmósfera oxigena la superficie de la fosa, por lo que es deseable el mayor contacto entre el área superficial y el volumen del liquido. En todo caso, puede usarse la aireación para aumentar el suministro de oxígeno, o que disminuye sustancialmente de noche y en tiempo frío cuando se depende en extremo de las algas para el suministro de oxígeno. Las fosas aereadas no son tan susceptibles a las condiciones climáticas como las lagunas común y corrientes.

La profundidad de las fosas varía normalmente desde 2.5 a 4 ft; con profundidades mayores pueden desarrollarse condiciones sépticas en el fondo. Las fosas poco profundas permiten que emerja vegetación. A no ser que se controle, esto propicia la cría de mosquitos y obstrucciona el movimiento del agua, que es deseable para la solución del oxígeno atmosférico. Cuando el depósito de lodos en el fondo es lo suficientemente profundo, se remueve mediante dragado.

El tamaño de la fosa puede estimarse conservadoramente, para áreas en el sur del país, como 0.003 acres per cápita para desechos crudos y 0.002 acres per cápita para desechos con tratamiento primario. Otra base para el diseño es la relación concentración-superficie-carga en la cual la BOD de 50 lb por acre por día se considera satisfactoria. Para instalaciones grandes, 220 lb de BOD por acre por día es lo máximo para fosas aerobias poco profundas. Para las regiones del norte de Estados Unidos, se requieren alrededor del doble de estas áreas.

Para instalaciones de gran tamaño pueden operarse dos o más fosas en serie o en paralelo. Con la operación en serie pueden mejorarse las condiciones aerobias de la primera fosa, retornando parte de las aguas negras de la segunda fosa.

El centro de la fosa constituye una situación aceptable para la entrada. Pueden descargarse las aguas negras en un punto conveniente a lo largo de la orilla.

Debido al arrastre de algas en las aguas negras de la fosa de oxidación, éstas pueden no cumplir con los requisitos de remoción de sólidos suspendidos en el tratamiento secundario de aguas de desecho. Los métodos para remoción de algas incluyen la filtración de baja carga en lechos de arena, filtración en lechos de roca o una combinación de sedimentación y tratamiento químico para las aguas negras. En esta forma, el grado de tratamiento obtenido puede exceder los requisitos de tratamiento secundario para BOD y sólidos suspendidos.

(R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Enginerring*, e T. McGhee, *Water Supply and Sewerage*, 6th ed., McGraw-Hill Publishing Company, New York; *Wastewater Treatment Plant Design*, Manual 36, American Society of Civil Engineers.)

22.27 Biodiscos o contactores biológicos giratorios

Se obtiene calidad de tratamiento secundario para agua de desecho mediante un método que posee las características de los filtros rociadores y la estabilización por contacto. Una serie de discos de plásticos (biodiscos) de 10 a 12 ft de diámetro se montan casi pegados sobre un eje horizontal y se hacen girar lentamente con casi la mitad de su área continuamente inmersa en un tanque con agua de desecho (Fig. 22.27).

Los discos proveen una superficie para el aumento de crecimiento bacteriano, adherido, sujetándose éste a la inmersión alternada en el agua de desecho y en el aire, aereándose tanto el agua de desecho como el crecimiento bacteriano suspendido en el agua. A medida que emergen del tanque las superficies de los discos durante su rotación, se expone al aire una película de agua de desecho que se adhiere a ellos. En su regreso al tanque, esta película agrega oxígeno al ya existente en aquél. Los microorganismos del agua de desecho se adhieren asimismo a las superficies giratorias y crecen en número hasta que los discos se cubren con una ligera capa de lodo biológico. Al pasar estos microorganismos por el tanque, absorben y asimilan otras sustancias orgánicas. El excesivo crecimiento de microorganismos se separa de los discos al moverse éstos por el tanque, y es secado con el agua de desecho tratada a un tanque de sedimentación para su remoción. Las variaciones de carga van de 2 a 4 gal/día · ft^2 de área efectiva del filtro. Con varios discos colocados en serie es posible obtener grados

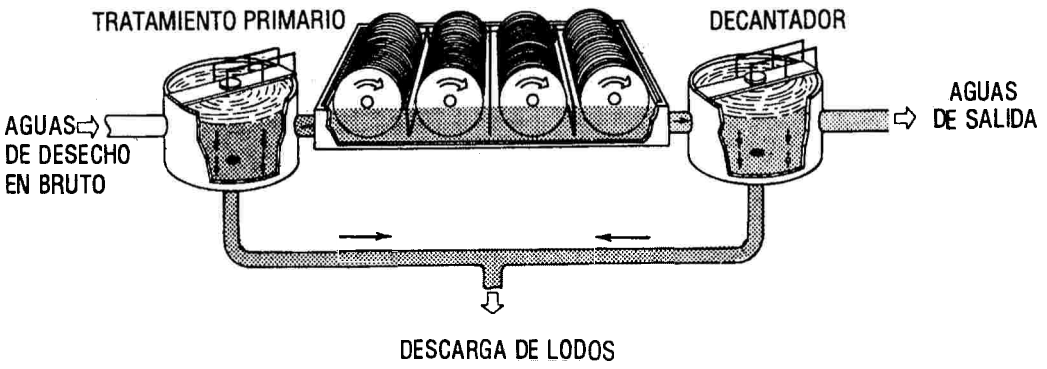


Figura 22.27 Esquema del proceso de biodisco o contactor biológico.

más altos de tratamiento, incluyendo la conversión biológica de amoniaco a nitratos.

(H. N. Parker, *Wasterwater Systems Engineering*, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.; R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company,, New York.)

22.28 Biofiltros activados

Otro medio para obtener la calidad de tratamiento secundario de aguas de desecho es el proceso de biofiltro activado, que utiliza una combinación de crecimiento microbiano fijo y una alta concentración de crecimientos suspendidos. El crecimiento fijo ocurre en los pedazos de pino que forman el medio filtrante de un filtro percolador de casi 14 ft de profundidad. La alta concentración del crecimiento suspendido se lleva a cabo por la recirculación de aguas negras del proceso y del lodo asentado de un sedimentador secundario (Fig. 22.28). El oxígeno se alimenta a medida que el agua de desecho salpica entre los pedazos de pino y por el movimiento del agua de desecho en una película a través del crecimiento microbiano en los pedazos de pino. A fin de obtener un grado más alto de tratamiento, puede instalarse un tanque de aereación entre el filtro y el sedimentador secundario, como se muestra en la figura 22.28. Con una aereación suplementaria de cerca de una hora, el proceso puede producir unas aguas con menos de 20 mg/l de BOD y sólidos suspendidos. Con menos del área de una planta de filtros percoladores, los biofiltros activados ofrecen una operación estable y pocas problemas en el sistema. Pueden instalarse antes de los tanques de lodos activados, con objeto de mejorar la eficiencia de una planta o para aumentar la capacidad de la misma.

22.29 Desinfección

El último paso en el tratamiento secundario del agua de desecho es la desinfección de las aguas para aniquilar bacterias y virus patógenos (que causan enfermedades). Para este fin suele emplearse cloro u ozono.

Cloración ■ El fin principal de la cloración del agua de desecho tratada es la destrucción de los organismos patógenos. La **demanda de cloro** de agua de desecho doméstica o industrial es la diferencia entre la cantidad de cloro agregada y la residual después de un corto tiempo que suele ser de 15 minutos, lapso que se requiere para aniquilar la casi totalidad de las bacterias indeseables. A las aguas del tratamiento debe agregarse suficiente cloro para satisfacer la demanda y dejar un residuo de 2 ppm (mg/l). El periodo de contacto deberá ser de 15 min cuando menos en el flujo pico horario o del máximo bombeo, y de 30 min para el flujo diario promedio.

En el caso de la desinfección de agua doméstica de desecho, se requieren las siguientes dosificaciones en ppm o mg/l: aguas de sedimentación primaria, 20 o más; aguas de plantas de filtros percoladores, 15; aguas de plantas de lodos activados, 8; y aguas de filtros de arena, 6. Cuando la descarga de aguas puede contaminar abastecimientos de agua, bancos de mariscos o playas, la desinfección es deseable y a menudo obligatoria.

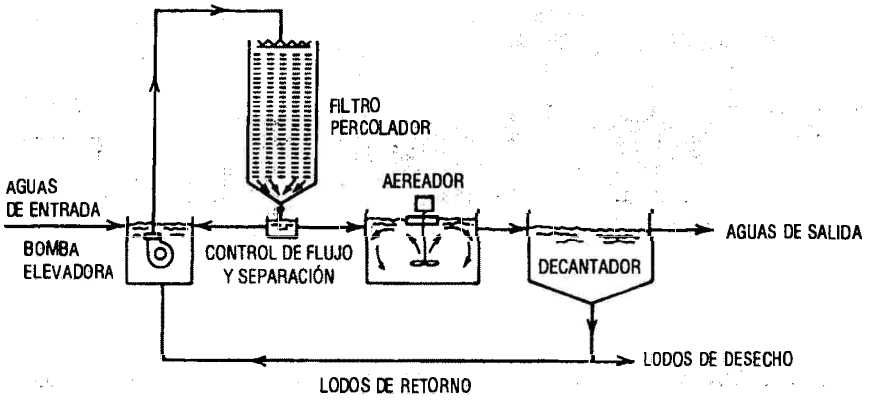


Figura 22.28 Esquema del proceso de biofiltro activado.

Por cada ppm de cloro agregado, la BOD para 5 días del agua de desecho se reduce alrededor de 2 ppm. Con residuos de 0.2 a 0.5 ppm, después de 15 min puede esperarse reducción del 15 a 35% en la BOD.

En general se emplean cloradores para alimentar con cloro las aguas del tratamiento. El cloro normalmente se disuelve en agua y la solución se bombea a las aguas en ciertas cantidades previamente medidas, proporcionales al flujo. En plantas pequeñas y en algunas grandes, se emplean hipocloradores que trabajan con hipoclorito de sodio (blanqueador de lavandería) o hipoclorito de calcio.

La cloración debe hacerse en un tanque de contacto con pantallas o mamparas, a menos que haya un periodo de contacto suficientemente grande en un conducto o emisor antes que sean descargadas aguas cloradas. Deberá comprobarse diariamente la precisión de los dosificadores químicos, mediante el pesaje del cloro o hipoclorito empleado. Además, ha de verificarse a menudo la eficiencia de la dosificación mediante pruebas bacteriológicas.

El cloro también puede ser útil en la prevención de olores en las plantas de tratamiento de aguas de desecho. Para este fin se agrega cloro sobre el proceso o en el influente primario. Cuando la cloración se aplica antes de la sedimentación primaria, no daña la digestión de lodos.

Otros usos del cloro son la neutralización del ácido sulfhídrico o la prevención de su formación, ya que puede ser corrosivo para alcantarillas de concreto o estructuras; aumento de la eficiencia del aire en la remoción de grasa en tanques desnatadores; control de la larva del mosquito en los encharcamientos y de los filtros rociadores; acondicionamiento de lodo antes de drenado y en tratamiento de desechos industriales.

Algunos estados imponen restricciones estrictas a la descarga de aguas que contienen cloro y que pueden formar trihalometanos, un agente potencial de cáncer, en aquellos cuerpos receptores de agua que se usan para beber. Un nivel tentativo máximo de contaminación de 100 mg/l puede ser aceptable. Han de verificarse con las autoridades estatales los límites señalados para el cloro libre, disponible en las descargas.

La decloración, cuando se requiera, puede efectuarse con intercambio iónico, filtración con carbón activado o inyección de alumbre, bisulfito de sodio, sulfito de sodio o dióxido de azufre.

Ozonación ■ El ozono, producido en el lugar de empleo mediante el paso de aire seco entre dos electrodos de alto voltaje, es una alternativa en vez de cloro, para la desinfección del agua de desecho tratada. Tiene la ventaja de que el único residuo que queda en el agua es el oxígeno disuelto. Sin embargo, el costo de ozono es por lo general mayor que el de cloro para lograr el mismo grado de tratamiento.

Desinfección con ultravioleta ■ Otra alternativa es el uso de la luz ultravioleta para aniquilar bacterias y virus. Se pasa el agua de desecho sobre cilindros de vidrio horizontales dentro de los que se encuentra la fuente de luz ultravioleta. La superficie de los tubos se conserva limpia mediante un limpiador circular.

(American Water Works Association, Inc., *Water Quality and Treatment*, 4th ed, McGraw-Hill Publishing Company, New York; G. C. White, *Handbook of*

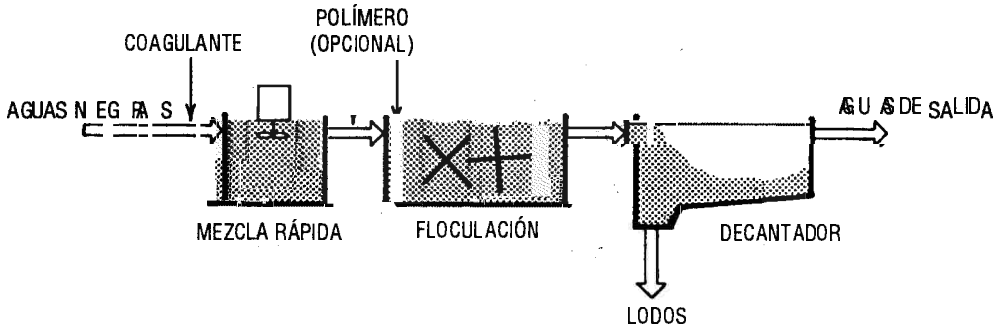


Figura 22.29 Esquema del proceso de coagulación-sedimentación.

Chlorination, 2nd ed., Van Nostrand Reinhold Company, New York; R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

22.30 Tratamiento avanzado para aguas de desecho

El tratamiento secundario y la desinfección de aguas de desecho en general producen aguas aceptables para su eliminación sobre el suelo o sobre un cuerpo receptor grande de agua, ya que se remueven más del 85% de la BOD y de los sólidos suspendidos, así como casi todos los gérmenes patógenos. Sin embargo, este tratamiento remueve sólo un pequeño porcentaje de ciertos contaminantes como el fósforo, nitrógeno, COD soluble y metales pesados. Cuando estos contaminantes en aguas son de especial importancia, debe aplicarse un tratamiento de agua de desecho avanzado o terciario. Los siguientes procesos pueden mejorar las aguas de un tratamiento secundario al punto adecuado para reutilización.

Coagulación-sedimentación ■ Cuando se usa como tratamiento terciario, la coagulación-sedimentación mejora el tratamiento total del agua de desecho proporcionando un medio para la remoción de cantidades excesivas de sólidos que en ocasiones escapan de los procesos biológicos. La coagulación-sedimentación puede remover asimismo altos porcentajes de fósforo, metales pesados, bacterias y virus.

En este tratamiento se inyectan al agua de desecho coagulantes como la cal, alumbre (sulfato de aluminio) o cloruro férrico. Éstos aceleran la sedimentación de los sólidos en el agua de desecho, ya que hacen que los sólidos se aglutinen. La acción se acelera mediante el agregado de un polímero, como ayuda en la sedimentación y, por floculación o agitación lenta, al agua de desecho. Después de la floculación, el agua de desecho pasa a un tanque sedimentador, o clarificador, donde se sedimentan al fondo los sólidos. (Fig. 22.29)

Filtración ■ En el tratamiento terciario se emplea la filtración para remover los sólidos suspendidos de aguas secundarias o de aguas de un proceso de coagulación-sedimentación. La filtración puede realizarse en una estructura abierta de concreto de circulación por gravedad o en recipientes de acero a presión. La filtración sencilla (sección 22.18) puede reducir los sólidos suspendidos en aguas de lodos activados de 50 a 75%. La filtración efectiva de aguas terciarias de coagulación-sedimentación puede reducir el fósforo a 0.1 mg/l o menos y eliminar los sólidos suspendidos.

Los filtros pueden ser de medio múltiple, compuestos de una mezcla de diferentes materiales como carbón, arena y granate. Los filtros son gruesos en las capas superiores y se hacen de manera uniforme más finos con la profundidad. El agua de desecho pasa hacia abajo normal, pero el flujo se revierte para limpiar los filtros.

Adsorción por carbono ■ El carbono activado tiene la capacidad de remover refractarios orgánicos del agua de desecho, sustancias orgánicas resistentes a la descomposición biológica y que son responsables del color en aguas secundarias. Estas sustancias se adhieren a las superficies de las partículas de carbono y se remueven al calentar el carbono en un horno con pequeñas cantidades de oxígeno. Después puede volver a usarse el carbono activado.

La adsorción del carbono se aplica como un tratamiento físico-químico independiente, eliminando

el tratamiento biológico secundario del agua de desecho, o en donde se requieran grados más altos de tratamiento después del tratamiento secundario, coagulación-sedimentación y filtración. Esta combinación de procesos puede producir aguas sin color ni olor, libre de bacterias y virus, con una BOD menor de 1 mg/l y una COD de menos de 10 mg/L recomendable para muchos usos. En cualquier caso, el agua de desecho que va a tratarse se pasa a través de camas de partículas de carbono granular, de alrededor de 0.8 mm de diámetro, con el mismo arreglo de un filtro de gravedad o en columnas de 20 a 25 ft de profundidad. El tiempo de contacto entre el carbono y el agua de desecho puede ir de 20 a 40 minutos.

En el proceso químico-físico independiente, primero se coagula por lo general el agua de desecho cruda y se sedimenta, también a veces se filtra y entonces se sujeta a la adsorción por carbono. El resultado es un grado mejor de tratamiento que el biológico secundario, pero no tan bueno como el que se obtiene con una combinación de tratamiento secundario y adsorción por carbono.

Tratamientos para reducción de nitrógeno ■ Durante un tratamiento convencional biológico secundario, el nitrógeno que contiene las aguas de desecho se convierte en amoniaco. El amoniaco, aunque no es tóxico para los seres humanos, sí lo es para los peces y también es objetable porque consume el oxígeno disuelto, corroe instalaciones de cobre y aumenta la cantidad de cloro necesaria para la desinfección. La cantidad retenida de amoniaco en un agua de desecho puede reducirse por métodos biológicos o físicos-químicos. Estos últimos incluyen cascadeo (separación) de amoniaco, intercambio iónico selectivo y cloración al punto de quiebre. Tanto la adsorción por carbono como la reducción de nitrógeno del agua de desecho deberán estudiarse, mediante una planta piloto, antes que se construya el prototipo.

La nitrificación-denitrificación biológica convierte primero el nitrógeno amoniacal en nitratos (nitrificación). Esto se logra inyectando suficiente oxígeno al agua de desecho (alrededor de 4.5 libras por libra del nitrógeno amoniacal en el agua de desecho). El siguiente paso es la denitrificación, conversión biológica de los nitratos a nitrógeno gaseoso, el cual escapa a la atmósfera. La denitrificación puede llevarse a cabo en un proceso anaeróbico de lodos activados (sistema de crecimiento suspendido) o un sistema de película fija. Durante este paso, la fuente de demanda de oxígeno, o sea el metanol, se agrega al agua de desecho porque la conversión de nitratos a gas nitrógeno sólo se lleva a cabo cuando hay demanda de oxígeno por la falta del mismo; esta condición no se presenta después de la nitrificación.

La separación o **cascadeo de amoniaco** es un método físico-químico para remover el gas amoniaco. Comprende tres pasos principales: 1) Elevar el pH del agua con cal para formar gas amoniaco. 2) Cascadeo del agua en una torre de cascada, parecida a una torre de enfriamiento convencional, para soltar el gas. 3) Hacer circular grandes cantidades de aire por la torre para que el ainoniaco se disperse en la atmósfera.

El intercambio iónico selectivo remueve el nitrógeno amoniacal del agua de desecho, intercambiando iones de amoniaco por iones de sodio o calcio que contienen un material insoluble de intercambio. El material de intercambio específico empleado en este proceso es clinoptilolita, una zeolita que se produce en forma natural.

La cloración al punto de quiebre remueve nitrógeno al formar compuestos que se convierten al fin en gas nitrógeno. Para lograr la conversión debe agregarse la cantidad de 10 mg de cloro por cada mg de nitrógeno amoniacal en un litro de agua de desecho. El resultado es que se necesitan 40 o 50 veces más de cloro que el que normalmente requiere una planta de tratamiento sólo para fines de desinfección.

(R. L. Culp et al., *Advanced Wastewater Treatment*, Van Nostrand Reinhold Company, New York. R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

22.31 Tratamiento de desechos industriales

El tratamiento de desechos industriales (véase sección 22.2) es altamente especializado. La selección de los procesos de tratamiento debe basarse en principios de ingeniería aplicables a las características peculiares de proceso del desecho. Es recomendable, dentro de lo posible, reducir el volumen de los desechos que requieran tratamiento o separar los que necesitan tratamiento intenso de los que requieran poco o nada de tratamiento. Por ejemplo, el agua de

enfriamiento puede segregarse de desechos muy concentrados, reduciendo por consiguiente el tamaño de la planta de tratamiento.

Los desechos de procesos varían ampliamente su flujo de hora en hora, según sea la operación. Por tanto, puede ser necesario tanques de compensación o retención para producir un flujo más uniforme que se ha de tratar en un periodo de 24 horas. Esto resulta más eficiente que las unidades de tratamiento diseñadas para manejar los flujos máximos producidos durante un turno de ocho horas. También es posible, con tanques de compensación, mezclar los desechos con diferentes características, como ácidos y álcalis y obtener un desecho neutralizado. La producción pico de los sólidos y la BOD pueden reducirse o regularse.

Los diseños industriales se colocan en clasificaciones generales, como son el procesamiento de alimentos, manufactura de textiles y ropas, manufactura de productos químicos y manufacturas de materiales básicos que incluyen pulpa y papel, hierro y acero, plateado de metales, procesamiento de petróleo, vidrios, plásticos y producción y procesamiento del caucho. En la tabla 22.11 se indican algunas características de los desechos típicos de cada una de la diferentes clasificaciones. Cuando prepara el tratamiento de cualquier desecho específico, el ingeniero debe asegurarse que el desecho se muestrea durante un periodo suficiente para incluir las principales variaciones introducidas por la operación del proceso.

El tratamiento de los procesos de desechos puede requerir métodos seleccionados para alcanzar algunos grados de tratamiento que pudieran producir finalmente aguas aceptables para descargarlos a una corriente receptora de agua. Esos pueden incluir, por orden:

TABLA 22.11 Tipos y características de desechos industriales*

Tipo de desecho	Unidad	Volumen, en galones por unidad	BOD, en libras por unidad	Sólidos en suspensión, libras por unidad	Población equivalente, por unidad
Industrias de conservas					
Productos del maíz	Tonelada	12000	19.5	30.0	186
Frijol	Caja de botes del No.2	35	200.0	60.0	0.35
Durazno	Tonelada	2610	29.2	13.0	280
Tomate	Tonelada	227	8.4	2.9	82
Productos lácteos					
Lechería en general	1000 libras de leche cruda	340	570	540	10
Fermentación					
Elaboración de cerveza	1 barril de cerveza	204	1.2	0.6	12
Lavanderías	100 libras de ropa seca	400±	1250±	500±	20-25
Materiales para techos					
Cartón	Tonelada	36075	18.2	144.0	125
Rastros en general	1 animal	360	7.7	3.2	74
Fábricas de papel					
Cartón	Tonelada de pulpa	14000	121		84
Textiles					2
Apresto del algodón	1000 libras de géneros procesados	60.0			
Teñidos básicos	1000 libras de géneros procesados	18 000			90
Rayón viscoso	1000 libras de producto	140	110	9.6	800
Teñido y lavado de la lana	1000 libras de producto	240 000	125		1500
Aceites vegetales					
Desechos acidulados	1 tonelada de aceite	385	1	0.5	10

*Tomado de E. B. Besselievre y M. Schwartz. *The Treatment of Industrial Wastes*, 2nd. ed., McGraw-Hill Book Company,, New York.

Pretratamiento para reducir la temperatura, neutralizar los desechos y eliminar fibras y otros sólidos por medio del cribado.

Tratamiento primario para eliminar los sólidos sedimentables.

Tratamiento secundario por procesos biológicos, aplicables a desechos biodegradables.

Tratamiento secundario con productos químicos para producir una conversión química, precipitación y remoción de sólidos, y oxidación o reducción de las sustancias contenidas en el desecho.

Preacondicionamiento o tratamiento secundario por digestión anaerobia para producir una conversión bioquímica de las sustancias.

Intercambio de iones, diálisis, ósmosis inversa o evaporación para eliminar los sólidos inorgánicos, recuperación de reactivos.

Cloración, con propósito de oxidación o desinfección.

Diversas formas de riego, formación de lagunas o estanques para la oxidación por medio de algas.

Con frecuencia es necesario seleccionar teóricamente las mejores combinaciones de tratamiento para un proceso de desecho y continuar la selección con operaciones de plantas piloto, para establecer los parámetros de diseño para la planta de tratamiento en gran escala. Pueden ser necesarios métodos avanzados de tratamiento, con propósitos específicos, como la remoción de trazas de metales, control de compuestos que contienen fósforo y nitrógeno, y reducción de la excesiva cantidad de sólidos en suspensión. En las secciones 22.16 a 22.19, 22.24, 22.29 y 22.30 se describen diversos métodos de tratamientos.

Permisos para descarga ■ De acuerdo con Clean Water Act (sección 22.1), quien descargue aguas de desecho a las aguas debe obtener un permiso para ese fin de la Environmental Protection Agency (EPA) o de un estado autorizado, según el National Pollutant Discharge Ellimination System Sistema Nacional de Eliminación de Descargas de Contaminantes (NPDES). Los permisos se otorgan por lo común para un periodo determinado (hasta 5 años) y contienen limitaciones de las aguas y requisitos de monitoreo para cada punto de descarga. Uno de los objetivos es hacer que la industria aplique la mejor tecnología disponible, que se obtenga en forma económica, para controlar los contaminantes tóxicos, así como la mejor tecnología convencional de control de contaminantes para los contaminantes convencionales. (Sin embargo, las industrias que descargan al sistema de drenaje municipal no necesitan obtener permisos de la NPDES. El control de contaminantes de estas fuentes se lleva a cabo a través del General Pretreatment Regulations (Reglamento General de Pretratamiento) de la EPA, que establece estándares determinados para cada industria con límites específicos para las aguas.)

La EPA ha establecido una lista de desechos peligrosos para determinadas industrias, como los lodos provenientes del tratamiento de desechos del electroplatinado, o los lodos de los separadores para el control de la contaminación del aire provenientes de los hornos de carbón o de los altos hornos de fundición. Si el desecho se encuentra en esta lista general, el industrial debe tratarlo como un desecho peligroso, pero, si el desecho no se encuentra en las listas, deberá considerarse peligroso si es radioactivo, inflamable, corrosivo, reactivo o tóxico.

Desechos peligrosos ■ Las opciones para la eliminación de desechos peligrosos incluyen recuperación para reutilización, incineración, rellenos con opción de fijación antes del relleno, tratamiento en tierra, almacenamiento en minas e inyección en pozos profundos.

Los desechos radiactivos están sometidos a severas restricciones cuando la corriente de agua que los va a recibir puede utilizarse para el consumo humano, baños para recreo, criaderos de peces para alimento o riego de plantas. Deben examinarse los reglamentos federales y estatales cada vez que se eliminen desechos radiactivos. Las concentraciones permisibles del material radiactivo en el agua se especifican normalmente en microcuries por mililitro de agua. Entre los procedimientos que se han empleado para el tratamiento de desechos radiactivos se incluyen la concentración, el almacenamiento, la dilución y la eliminación. El entierro después de la desintegración requerida puede seguir al primer procedimiento, y la descarga a las alcantarillas o corrientes de agua pueden seguir al segundo. El material de baja actividad puede diluirse, mientras que el material de alta actividad que requiere largos periodos de almacenamiento puede encerrarse sin riesgo en recipientes que se entierran

o se almacenan en cuevas aisladas u otras instalaciones subterráneas.

La concentración de desechos radiactivos antes de almacenarlos puede realizarse por coprecipitación. El concentrado radiactivo del lodo se aparta, se empaca y se entierra.

La evaporación se usa mucho para concentrar los desechos de baja actividad. El condensado puede verterse en una alcantarilla. El lodo se transfiere a tambores forrados de polietileno para su entierro. El intercambio de cationes con resinas sintéticas puede utilizarse con pequeños volúmenes de líquidos con baja concentración de sólidos y bajos niveles radiactivos.

En el caso de desechos que pueden ser biodegradados, alterados químicamente, inmovilizados o desactivados por interacción con el suelo, se recomienda el tratamiento en tierra. Deben hacerse estudios para determinar las cantidades aceptables de cargas del desecho y necesidades de control, y tomarse medidas para evitar la descarga de agua no tratada del sitio o para tratar esa agua. Amenos que el suelo contaminado se remueva y transporte a una instalación de tratamiento o eliminación, deberá controlarse la eliminación de desechos que contengan metales, de manera que no resulte un peligro tóxico. Después de colocada la última carga de desecho, ha de estabilizarse el suelo con vegetación o cubrirse, según se necesite para el relleno, a fin de controlar infiltración y erosión.

Para eliminación en pozos profundos, los desechos líquidos se inyectan en chimeneas de las formaciones geológicas profundas subsuperficiales, en donde se almacena el desecho. La técnica se ha utilizado por mucho tiempo en la industria del petróleo para la eliminación de salmueras. Han de tomarse medidas para no contaminar el agua subterránea que pudiera usarse en la superficie.

En el caso de rellenos, véase sección 22.32; para incineración, véase sección 22.33

(W. W Eckenfelder. Jr., *Industrial Water pollution Control*, H. M. Freeman, *Standard Handbook of Industrial Waste Treatment and Disposal*, and S.E. Reed and E. J. Middlebrooks, *Natural Systems for Waste Management and Treatment*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; J. R. Conner, *Chemical Fixation and Solidification of Hazardous Wastes*, R. L. Culp et al., *Advanced Wastewater Treatment*, J. Devinney et al., *Subsurface Migration of Hazardous Wastes*, E. J. Martin and J. H. Johnson, *Hazardous Waste Management Engineering* and N. Nemerow and A. Dasgupta, *Industrial and Hazardous Waste Treatment*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

22.32 Rellenos sanitarios

La basura recogida en las casas, establecimientos comerciales y plantas industriales debe eliminarse con un costo mínimo y sin constituir peligro para la salud ni molestias. Una solución es el relleno sanitario. Éste requiere la diaria compactación de la basura y la diaria colocación de una cubierta de tierra de 6 a 12 in de espesor. La cubierta se aumenta a 2 ft cuando se haya completado el relleno.

El método es apropiado cuando el terreno esté a conveniente distancia de la población a la que se presta servicio y además se disponga de tierra de buena calidad y bajo costo para la cubierta del terreno. En la selección del sitio para el relleno, otros factores que deben considerarse son los posibles efectos negativos en la calidad del agua superficial, agua subterránea y el aire, así como la posibilidad de la migración subsuperficial del lixiviado. El sitio no deberá localizarse a menos de 200 ft de una falla geológica ni dentro de la zona de protección de tormentas de 100 años.

Los desperdicios comprenden todos los desechos sólidos, con excepción de los desechos humanos. Pueden estar formados por basura, cenizas, escombros, basuras de las calles, animales muertos, automóviles abandonados y los desechos sólidos comerciales e industriales. La basura consiste en los desechos putrescibles resultantes del procesamiento, manejo, preparación, cocción y consumo de alimentos. Los escombros consisten en desechos sólidos distintos de las cenizas, desechos humanos y basura de origen doméstico, comercial e institucional.

Se requieren unos 14 acre-ft, incluyendo la cubierta, por 10 000 habitantes por año de operación. Debe haber suficiente terreno con el fin de asegurar el área para un periodo, planeado de antemano, de 5 a 10 años. El área necesaria puede obtenerse de un estimado del volumen calculado a partir de

$$V = \frac{R}{D}\left(1 - \frac{P}{100}\right) + C_v \qquad (22.24)$$

donde V = volumen, en yardas cúbicas per cápita por año, de relleno sanitario

R = peso de los desperdicios, en libras per cápita por año, que se ha de manejaren el relleno.

D = densidad promedio de los desperdicios, en lb/yd^3

P = porcentaje de reducción del volumen del desperdicio, por compactación

C_v = volumen, en yd^3, del material de cubierta requerido (6 a 12 in de espesor en capas intermedias, lados temporales, declive del frente y parte superior, y no menos de 24 in en todas las superficies terminadas)

C_v varía del 17% del desperdicio para rellenos profundos al 33% para rellenos poco profundos. Puede asumirse un 25% como estimado. Para este valor, puede estimarse el volumen requerido del relleno a partir de la fórmula

$$V = 1.25 \frac{R}{D}\left(1 - \frac{P}{100}\right) \qquad (22.25)$$

Ha de planearse de antemano el drenaje del sitio antes, durante y después del relleno y resguardarlo contra el viento para impedir que se esparzan de los lugares de descarga el polvo, papeles y otros objetos ligeros y constituyan una molestia. También debe planearse de antemano la eliminación final del sitio.

Los parques, área de recreo y los almacenamientos al aire libre son apropiados como uso final de los rellenos. La selección del uso final está influida por las inciertas características del asentamiento de tales rellenos y los malos olores que pueden liberarse cuando se hagan excavaciones. Aunque el relleno cubierto puede carecer de olor, la excavación puede ser peligrosa y de alto costo, debido a la presencia de gases molestos, tóxicos e inflamables, producidos por la descomposición de los desperdicios. Pueden construirse edificios de poco peso sobre viejos rellenos sanitarios, si la superficie se cubre con grava, piedra triturada o escoria, con el fin de permitir que los gases escapen a la atmósfera. Puede obtenerse el asentamiento parejo de tales edificios con losas de cimentación. Pueden erigirse los edificios sobre pilotes hincados a través del relleno, siempre que se construya una protección apropiada contra los gases atrapados.

La tierra que se utilice como cubierta no debe tener una alta proporción de arena o arcilla para no entorpecer la operación de los camiones. Si se coloca un forro impermeable en el fondo del sitio y si la cubierta es relativamente permeable, la instalación se llenará de agua y se derramará, llevándose consigo los contaminantes. La arcilla es difícil de manejar y se agrieta al secarse, dejando aberturas para roedores, insectos y el aire. Se ha hallado que una mezcla de arcilla, arena y tierra negra, con aproximadamente un 50% de arena, es satisfactoria.

La descomposición en un relleno sanitario es anaerobia y se produce lentamente. Aun después de 25 años, parte de la materia orgánica incluyendo el periódico y algunos tipos de plástico, pueden permanecer sin cambio.

Los rellenos sanitarios pueden llevarse a cabo por los métodos de zanja o de área. Ambos métodos requieren que la basura se compacte y cubra diariamente. En el método de zanja, se obtiene la tierra para cubrir un camellón compactado de basura excavando de una zanja de 15 a 25 ft de ancho, de 100 a 400 ft de largo, y, por lo menos, de tres ft de profundidad adyacente al camellón. Esta zanja se rellena, a su vez, con basura y se cubre con tierra procedente de una zanja adyacente. La basura se coloca en la zanja en capas de 1 a 2 ft de espesor y de 8 a 10 ft de ancho y compactada. La altura final puede ser de 6 a 10 ft. Debe construirse diariamente la longitud de camellón que permita alcanzar la altura total y que los lados y la parte superior queden cubiertos al final del día de trabajo. En el método de área, aplicable a pantanos, ciénagas y terrenos por debajo del nivel, se apila la basura en capas de 6 a 10 ft de profundidad y se cubren diariamente con tierra traída de otra parte.

Los rellenos deben ajustarse a ciertos requisitos impuestos por las oficinas reguladoras estatales. El ingeniero debe asegurarse de los requisitos específicos de cada estado. En general, se requiere que el ingeniero envíe un plan e informe sobre las áreas específicas que se han de rellenar, la programación del relleno, preparación del sitio, procedencia y tipos de materiales que se usarán como cubierta e infraestructura. El plan también debe incluir detalles sobre la aplicación del material de cubierta; composición de los desperdicios; niveles finales; manejo del agua superficial, y drenaje del terraplén, así como el método de recolección y tratamiento del lixiviado para evitar la contaminación del agua subterránea o superficial; control de la erosión; control

demolestias; medidas para evitar la contaminación del aire; método para llevar los registros, y, en general, cualquier dato que pueda requerirse para que los efectos en el ambiente (sección 22.35) no sean adversos o inaceptables para la oficina que hace cumplir el reglamento.

Los rellenos deben contar con medios para controlar lixiviados escurrimientos. El lixiviado se controla colocando un forro impermeable abajo y alrededor del sitio. El tipo de forro depende de la clase de desecho que se maneje. Los forros pueden ser de concreto, telas sintéticas o arcilla impermeable.

(R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; American Public Works Association Committee on Refuse Disposal, *Municipal Refuse Disposal*, Public Administration Service, 1313 E. 60th St. Chicago, III. 60637; D. G. Wilson, *Handbook of Solid Waste Management*, and A. Bagchi, *Design, Construction and Monitoring of Sanitary Landfills*, Van Nostrand Reinhold Company, New York.)

22.33 Incineración de la basura y desechos peligrosos

Donde el terreno es costoso o no está disponible para rellenos sanitarios, los municipios pueden recurrir a la incineración de los desperdicios. Éstos comprenden todos los desechos sólidos, excepto humanos. El material no es homogéneo y sus características varían en forma considerable. El valor como combustible puede variar de 600 a 6500 Btu por libra de desperdicios, al quemarlos. El contenido de humedad influye en modo significativo sobre este valor.

La incineración que se controla a alta temperatura (1600°F o más) es una alternativa efectiva de los métodos tradicionales de eliminación de desechos peligrosos. Esta incineración es capaz de convertir muchos desechos peligrosos en gases inocuos y ceniza y a menudo se recupera parte de la energía que se produce en la combustión. Ha de controlarse el proceso a fin de prevenir la emisión a la atmósfera de productos de combustión peligrosos o productos de combustión incompleta. Los reglamentos de la EPA señalan que los operadores de los incineradores deben obtener un permiso para la quema de desechos específicos por tratar. Los stándares básicos exigen un 99.99% de destrucción y eficiencia de remoción para cada componente peligroso principal del desecho; 99% en la remoción del HCl en la descarga, cuando los desechos contienen más de 0.5% de cloro orgánico ligado y una emisión de gases de descarga que no exceda 180 mg/m^3.

Desperdicios ■ En la incineración de desperdicios, los productos volátiles se eliminan por destilación destructiva. Se encienden con el calor de una cámara de combustión (Fig. 22.30). Los gases producidos sufren cambios por oxidación en los cuales es importante la relación entre el tiempo y la temperatura. Es preciso calentar por encima de 1400°F para destruir los olores. Los productos de la combustión descargan finalmente por una chime-

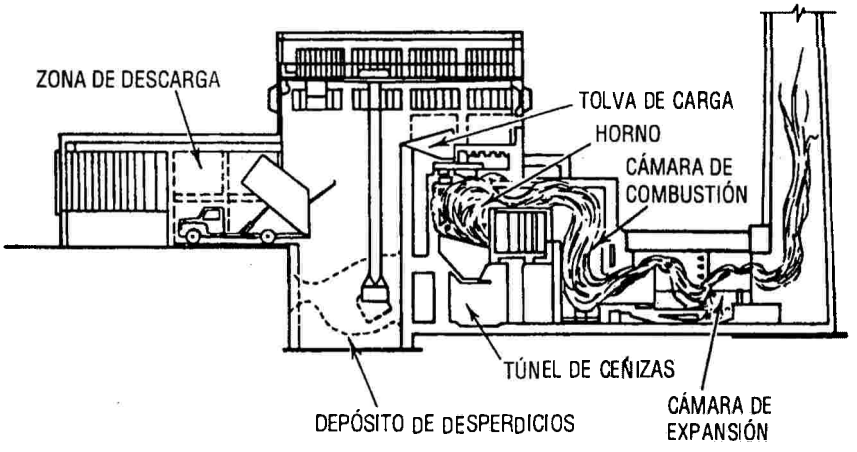


Figura 22.30 Esquema de incinerador de desperdicios.

nea, a 800°F o menos, pasan a través de una cámara de expansión, un colector de cenizas finas, y depuradores húmedos. En general, sólo las partículas submicrométricas y micrométricas son las que escapan junto con los gases de la combustión. La emisión de polvo puede estar entre 2 a 3 lb/ton de basura, cargada en una unidad en buena operación y equipada con depuradores.

El aire necesario varía de 5 a 8 lb por libra de basura quemada. Con desechos no homogéneos puede necesitarse hasta el 200% de las necesidades teóricas para la combustión. El aire suministra el oxígeno para la combustión de la materia orgánica, ayuda a secar la basura húmeda y se mezcla con los gases orgánicos, pero el aire enfría los gases, si se da el caso de que se queme un exceso de materiales. El aire debe pasar por la basura y entre ella, desde la parte inferior de las parrillas.

Los incineradores se clasifican normalmente de acuerdo con el peso estimado de los desperdicios que son capaces de quemar en 24 horas. Las cantidades de carga llegan hasta un poco más de 100 lb de desperdicio por hora por ft^2 de área de parrilla para incineradores con alimentación mecánica. Los mcmeradores de pequeñas dimensiones, para casas de apartamentos e mstituciones se cargan con cantidades mucho más bajas. Las normas del Incinerator Institute of America mdican velocidades de carga para los desperdicios domésticos, en $lb/(h \cdot ft^2)$, de 20 en unidades quemadoras de 100 lb/h, hasta 30 en unidades quemadoras de 1000 lb/h.

De los fabricantes pueden obtenerse distintos tipos de mcmeradores. La forma del horno puede ser redonda o rectangular. El horno puede ser estacionario, o girar alrededor de un eje horizontal. El hogar puede ser horizontal y fijo, con parrillas; corredizo, con parrillas; múltiple; de movimiento escalonado; o rotativo, tipo barril (Fig. 22.30). Algunos tipos tienen hogares para secado. La alimentación puede ser continua, de cargador mecánico, por gravedad o por lotes.

Para el diseño racional de los mcineradores, el mgeniero debe conocer o estimar las características de los desperdicios, como el peso, contenido de agua, porcentaje de materiales combustibles e inertes, y contenido en Btu. El calor disponible del desperdicio se ha de equilibrar contra las pérdidas de calor debidas a radiación, exceso de aire, gases de combustión y ceniza. El balance calorífico puede calcularse a partir de diversos estimados con base en promedios. Los fabricantes de cada tipo de incinerador recomiendan tamaños para las diversas condiciones. Puede obtenerse una aproximación del volumen del horno, al admitir 20 000 Btu/ft^3 y el área de parrillas al admitir 300 000 Btu/ft^2. Las cámaras secundarias de combustión permiten que continúe la combustión hasta su consumación. Los volúmenes de estas cámaras varían de 10 a 25 ft^3/ton de capacidad nominal. Las cámaras de expansión y otros dispositivos para la limpieza del aire eliminan las cenizas finas y otras partículas arrastradas del horno por los gases. Son aconsejables las cámaras de expansión cuando una chimenea sirve para más de un horno. La velocidad de los gases en las cámaras secundarias no debe exceder de 10 ft/s.

Las chimeneas deben diseñarse para una velocidad del gas de unos 25 ft/s, con el máximo de aire. Como una aproximación previa pueden requerirse 0.3 ft^2 de área de chimenea por tonelada de capacidad nominal. La altura de las chimeneas varía normalmente de 100 a 180 ft. La altura es aconsejable para crear un tiro natural y para dispersión de los gases en la atmósfera.

Desechos peligrosos ■ Se emplean por lo general incineradores de myección líquida en el caso de desechos peligrosos. Suelen utilizarse las unidades verticales alineadas para desechos con alto contenido de sales orgánicas y que producen grandes cantidades de ceniza. Los incineradores horizontales se prefieren para desechos que producen pequeñas cantidades de ceniza.

Una alternativa es un mcinerador de cama fluidizada (Fig. 22.31). Se trata de un cilindro vertical de acero con una malla que soporta arena caliente, a través de la cual fluye el aire a una velocidad lo suficientemente alta para mantener en suspensión la arena. La arena se calienta por un sistema de aire de precalentamiento más combustión con combustible quemado. Se quema lodo drenado, myectado en la arena, a temperaturas entre 1400° y 1500°F si no contiene desechos peligrosos y a más de 1600°F si los contiene. Las cenizas salen en la descarga y se capturan con dispositivos para el control de la contaminación del aire. Este equipo usa mejor el combustible que un horno de hogar múltiple (sección 22.21), que, sin embargo, es más simple para operar y mantener.

Los mcineradores de horno rotativo son otra alternativa. Se pueden usar para quemar desechos

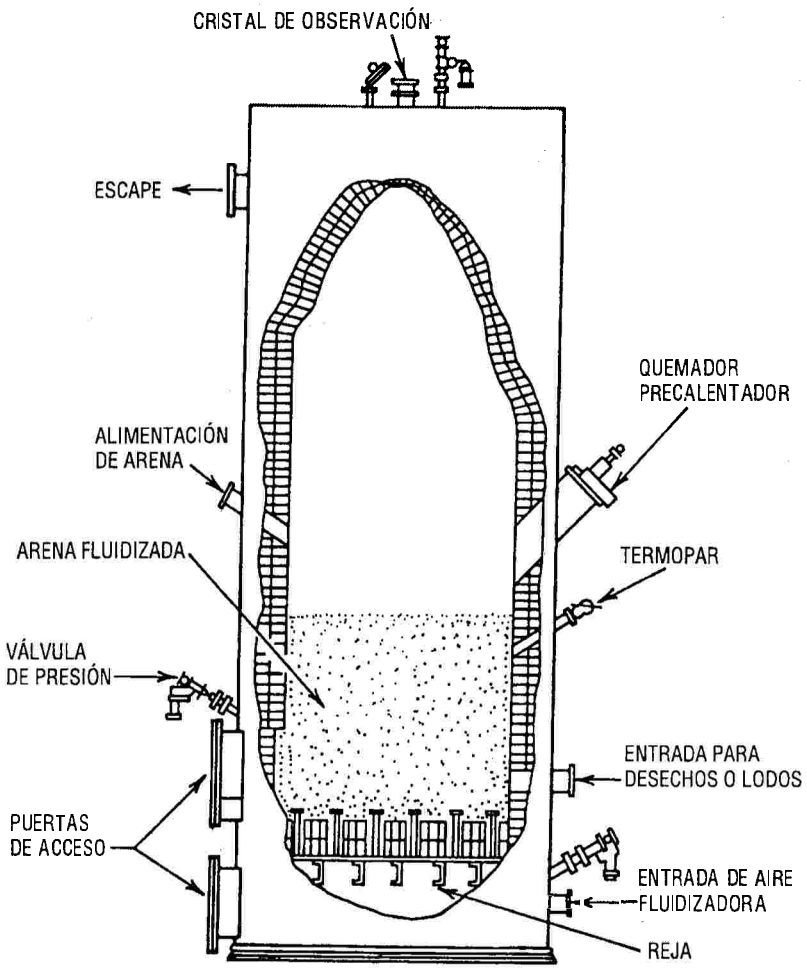


Figura 22.31 Esquema de un incinerador de cama fluidizada.

sólidos y en contenedores, lechados y líquidos. Otras alternativas incluyen incineradores por pirólisis con escasez de aire, incineración en instalaciones de alta temperatura, como los hornos de cemento y calderas industriales; incineración en el mar en embarcaciones especiales o en plataformas situadas frente a las costas; e incineración móvil que utiliza remoques de camión especiales de trabajo pesado.

Dado que las instalaciones para la quema de desechos y producción de energía para otros usos quedan exentas de los reglamentos para la emisión del control del Resource Conservation and Recovery Act, hay un incentivo para la quema de desechos en instalaciones industriales. Los estudios indican que los desechos orgánicos se pueden emplear para reemplazar un promedio de 15% del combustible para horno de cemento.

(E. T. Oppelt, *Thermal Destructions Options for Controlling Hazardows Wastes, Civil Engineering*, September 1981.)

Los incineradores se deben diseñar para asegurar que los desechos, combustible auxiliar si se necesita, gases calientes de combustión y aire de combustión se pongan en íntimo contacto y que los desechos permanezcan el tiempo suficiente en la cámara de combustión para ser destruidos. Para este fin, deberán emplearse quemadores de alta eficiencia, la alimentación de desecho líquido debe estar atomizada para introducirse en la cámara de combustión y el aire en exceso para combustión debe abastecerse y controlarse para mantener turbulencias en la cámara.

Los dispositivos para el control de la emisión deben emplearse para limitar la emisión de descargas peligrosas. Se pueden emplear quemadores fi-

nales para obtener más volumen de combustión a altas temperaturas para quemar productos de descarga no destruidos completamente. Los depuradores (sección 22.34) son ventajosos para la remoción de partículas, gases ácidos y residuos orgánicos en la descarga.

(*Engineering Handbook and Hazardous Waste Inoineration*, Environmental Protection Agency,, Cincinnati, OH 45268; C. R. Brunner, *Handbook of Incineration Systems*, and G. Tchobanoglous, *Solid Wastes: Engineering Principles and Management Issues*, McGraw-Hill Publishing Company,, New York; D.G. Wilson, *Handbook of Solid Waste Management*, and E. J. Martin and J. H. Johnson, Jr. *Hazardous Waste Management Engineering*, Van Nostrand Reinhold Company, New York; H. B. Palmer and J. M. Beer, *Combustion Technology*, Academic Press, New York.)

22.34 Control de la contaminación del aire

La contaminación del aire existe cuando una o más sustancias, como el polvo, gas, bruma, olor, humo o vapor se encuentran por un tiempo suficiente en la atmósfera en cantidades y, con características dañinas al hombre, animales, plantas o propiedades, o en detrimento del goce placentero de la vida y, la propiedad.

Estos contaminantes provienen de muchas fuentes y pueden clasificarse aproximadamente en naturales, industriales, de transportes, agrícolas, comerciales de calefacción y, energía para uso doméstico, actividades municipales y, lluvia radiactiva.

Entre las fuentes naturales se incluyen las gotitas de agua o los residuos de evaporación por aspersión, polvo de los vendavales, polvo meteórico, detritos superficiales y, el polen de las hierbas.

Las fuentes industriales incluyen las descargas de los desechos de los procesos, productos de la ventilación de los sistemas locales de extracción y, la eliminación del calor, energía y, residuos de procesos de combustión.

Las fuentes del transportes incluyen la descarga de los vehículos con motor, vehículos sobre rieles, aeroplanos y barcos.

Las fuentes agrícolas abarcan las aplicaciones de insecticidas y, plaguicidas y, la quema de vegetación.

Las fuentes comerciales de calor y, energía para uso doméstico comprenden los hornos de gas, petróleo y carbón que se utilizan para producir calor o energía para viviendas, establecimientos comerciales y servicios públicos.

Las fuentes de actividades municipales incluyen la eliminación de basura, eliminación de aguas de desecho, pavimentación de carreteras y calles y operaciones de combustión. La precipitación radiactiva comprende los contaminantes radiactivos suspendidos en el aire después de una explosión nuclear.

Como los contaminantes proceden de muchas fuentes, siempre estará presente la contaminación en el aire, pero en grado variable. En efecto, la contaminación de fuentes naturales constituye la línea de base con que puede compararse la contaminación total. Las principales fuentes corregibles de la contaminación se asocian con la actividad de la comunidad, más que con la actividad rural, porque el aire de la comunidad está en general más contaminado.

El medio se hace menos habitable a causa de los contaminantes. Por tanto, existen muchas razones para conservar el aire como un recurso, en muchos aspectos paralelo a la necesidad de la conservación del agua.

El control de la contaminación del aire requiere el conocimiento de lo que constituye una atmósfera ideal. Esto fundamenta los criterios que permiten juzgar la limpieza del aire y emitir normas que establezcan límites sobre el grado permisible de contaminación. El control precisa también de los medios para las medidas adecuadas de los contaminantes y, de métodos prácticos para tratar las fuentes de contaminación con objeto de impedir emisiones indeseables.

Además de los distintos efectos adversos sobre la salud, la contaminación también es perjudicial porque reduce la visibilidad. En muchas partes del mundo. La ignición del carbón bituminoso produce particulas que se combinan con la niebla para producir esmog, mezcla que a veces reduce a cero la visibilidad. El smog se forma cuando microscópicas gotas de agua se condensan alrededor de sustancias líquidas o sólidas de dimensiones submicrónicas dispersas en un medio gaseoso. En una atmósfera con una concentración de aerosol de cerca de 1 mg/m^3, la visibilidad puede limitarse a 1600 ft. Habrá unas 16 000 particulas por milímetro obstruyendo la visibilidad al dispersar la luz.

El carbón es una de las sustancias que producen las partículas del núcleo que causan esmog. La conversión química de productos de reacción en el aire

también producen sustancias nucleables que crecen lo suficiente para causar dispersión de luz. El dióxido de azufre se convierte también en una sustancia nucleable a medida que se oxida e hidroliza para formar una neblina de ácido sulfúrico.

El medio más adecuado para controlar la contaminación del aire es evitar la descarga de contaminantes en la atmósfera. Sin embargo, la completa eliminación de la contaminación del aire no siempre es practicable aun cuando hay muchas maneras para reducirla. Por ejemplo, la generación del dióxido de azufre puede disminuirse con un combustible de bajo contenido de azufre. Puede cambiarse un proceso industrial de descarga gaseosa para eliminar el desecho. Los aerosoles y las partículas pueden eliminarse de una corriente gaseosa por medio de un equipo de limpieza del aire.

Estándares de calidad del aire ■ De acuerdo con la Clean Air Act (Sec. 22.1) la Environmental Protection Agency (EPA) ha publicado estándares nacionales para la calidad del aire ambiental. Estos estándares indican la cantidad máxima de un contaminante de aire que puede presentarse, con un margen de seguridad adecuado para la protección de la salud pública y el bienestar, y que no cause deterioro importante de la calidad del aire en aquellos lugares donde ya se han alcanzado los estándares ambientales. Deben verificarse con la EPA los criterios recientes, pues están sujetos a cambio para la protección pública.

La EPA también ha publicado las normas llamadas National Emission Standards for Hazardous Air Pollutants con objeto de limitar emisiones que causan la contaminación del aire o contribuyen a ella; estas normas son aplicables a fuentes nuevas y existentes. Por ejemplo, en el caso de restricción de emisiones de arsénico inorgánico provenientes de fundidoras, la EPA requiere controles de alta eficiencia de partículas, operados a temperatura óptima, a fin de condensar el arsénico para procesos de corrientes de gas, sistemas efectivos de captura y controles de alta eficiencia de partículas para varias fuentes de emisiones transitorias.

Además, la EPA ha dado a conocer normas de funcionamiento para fuentes nuevas con base en los mejores sistemas ya comprobados, con el propósito de reducir en forma continua las emisiones, tomando en cuenta los costos y las necesidades de energía. Los estándares son aplicables a fuentes nuevas y a las existentes que han sido modificadas al establecerse los criterios de la EPA. Por ejemplo, la EPA ha expedido limitaciones en lo siguiente:

Emisiones de SO_2 y NO_2 provenientes de calderas industriales.

Emisiones de NO_2 provenientes de motores diesel.

Emisiones de hidrocarburos de equipo de lavado en seco.

Emisión de orgánicos volátiles de numerosos procesos y unidades de almacenamiento.

Emisiones de vapor de operaciones de limpieza de metales y desgrasado.

Emisiones de partículas de numerosos procesos, incluyendo manufactura de baterías, procesamiento de minerales antes de la reducción del metal, proceso de roca fosfatada, hornos de carbón, manufactura de techados de asfalto y yeso, y combustión de madera, desechos municipales sólidos, combustibles derivados de la basura y bagazo, solos o en combinación con combustibles fósiles.

Aparatos para limpieza del aire ■ Los tamaños de las sustancias que han de eliminarse (Tabla 22.12) constituyen un factor importante en la selección de los aparatos para limpieza del aire. Los sólidos gruesos pueden eliminarse con rejillas. Partículas de hasta 10 μm de diámetro pueden precipitarse en cámaras de asentamiento con secciones transversales que se expanden para reducir la velocidad por debajo de 10 ft/s. Las partículas entre 10 y 200 μm pueden eliminarse por medio de separadores ciclónicos, con una eficiencia de 50 a 90%. En este equipo, el gas que se desea limpiar se inyecta tangencialmente dentro de una cámara cilíndrica. El gas baja en espiral, luego sube a través del vértice a alta velocidad, y sale por arriba. Sin embargo, antes que salga, las partículas se centrifugan, golpean contra las paredes laterales y caen en el fondo cónico de la cámara.

Las partículas de un diámetro de 10 μm o menos pueden eliminarse con filtros hechos de tela, metal o fibra de vidrio, pero la velocidad del aire o del gas, al abandonar dichos filtros, es baja. Para filtros de fibras secas, la eficiencia puede ser solamente alrededor del 50% que puede aumentarse si se aplica una capa viscosa, como un aceite de baja volatilidad. Los filtros hechos en tela normalmente son bolsas tubulares que atrapan las partículas cuando el aire o el gas las atraviesan. Se encierran muchas

TABLA 22.12 Tamaños aproximados de las partículas en los aerosoles, polvos y vapores

Tipo de partícula	Variación en los tamaños, en micrones
Humo de tabaco	0.01-0.2
Humo de resinas	0.01-1.1
Negro de humo	0.01-0.3
Vapores de óxido de zinc	0.01-0.4
Humo de óxido de magnesio	0.01-0.5
Vapores metalúrgicos	0.01-1.3
Virus	0.01-0.05
Humo de petróleo	0.03-1.0
Pigmentos	0.09-8
Vapores de cloruro de amonio	0.1-1.4
Vapores alcalinos	0.1-1.6
Polvo metalúrgico	0.5-200
Neblina de sulfatos	0.5-3
Leche secada por aspersión	1-10
Bacterias	1-12
Cenizas finas de carbón pulverizado	1-60
Niebla	1-50
Concentrador de ácido sulfúrico	1.1-11
Polvo de cemento	5-200
Mineral de sulfuros para flotación	8-300
Polvos de fundición	8-1000+
Ceniza fina de cargador	10-900
Carbón pulverizado	10-500
Caliza molida	30-900
Neblina	50-600

bolsas en una cámara grande que cuando se llenan de polvo, se las sacude y el polvo cae a una tolva. Los filtros de bolsa eliminan el 99% de las partículas mayores de 10 μm. Los filtros empacados con carbón activado se utilizan para absorber gases.

Los colectores o separadores húmedos eliminan las partículas de 1 a 5 μm. Estos aparatos eliminan también los gases solubles en agua. En un lavador (o depurador), el gas que se va a limpiar puede pasar a contracorriente de un flujo de agua, que puede rociarse o atomizarse. El lavador puede tener deflectores para mejorar la mezcla de gas y agua. Pueden añadirse sustancias químicas al líquido para aumentar la absorción.

Los colectores húmedos se utilizan a menudo para limpiar el aire de hornos, tostadores y secadores. También se utilizan en procesos que producen polvo fino, películas, vapores y neblinas en las industrias alimentarias, químicas, de fundición, de trabajos metálicos y cerámica. Los lavadores pueden clasificarse como precipitadores dinámicos, colectores centrífugos, colectores de orificio, colectores con toberas de alta presión y torres empaquetadas.

En los precipitadores dinámicos, las fuerzas dinámicas o centrífugas, ayudadas por el agua, limpian el aire. En los colectores centrífugos, las fuerzas centrífugas arrojan las partículas en el aire contra las superficies húmedas del colector. Después de chocar con dichas superficies, las partículas caen al fondo del aparato y se eliminan. Los colectores de orificio lanzan grandes cantidades de agua a una zona colectora donde el polvo se elimina del aire por fuerza centrífuga, choque o colisión. En los colectores con toberas de alta presión, el aire a 20 000 ft/min o más y agua a unas 250 psi o más se lanzan en chorro a través de tubos venturi. El agua se convierte en fina neblina, aumentando la probabilidad del contacto con minúsculas partículas. La turbulencia dispersa el agua, causa un rápido impacto del polvo presente en el aire, y produce la remoción de las partículas. En las torres empaquetadas se eliminan las partículas de polvo al fluir hacia arriba el gas a través de la empaquetadura, la cual en general está formada por pequeños semicírculos de cerámica, mientras que el agua fluye hacia abajo.

Los aerosoles ionizables y partículas de sólo 0.1 μm pueden eliminarse en separadores electrostáticos, con una eficiencia de 80 a 99%. Estos aparatos ionizan las partículas presentes en el gas al pasar entre electrodos de alto voltaje. Placas con carga opuesta atrapan las partículas. Para liberar las placas de las partículas adheridas, se interrumpe la corriente de las placas o se raspan las placas.

Dispersión de contaminantes ■ Cuando no pueden eliminarse todos los contaminantes en su origen, puede reducirse la contaminación del aire manteniendo, por dispersión, una baja concentración de ellos. Que la dilución atmosférica constituya una solución apropiada depende de la meteorología de la región, la topografía local y la configuración de los edificios. Entre las condiciones básicas meteorológicas de la atmósfera que han de considerarse están la velocidad del viento, dirección y fuerza, así como la distribución vertical de la temperatura; bajo ciertas condiciones, la humedad también es importante. En general, las teorías de difusión predicen

que la concentración básica de un gas o descarga con finas partículas y muy bajas velocidades de asiento es inversamente proporcional a la velocidad media del viento. La distribución vertical de la temperatura determinará a qué distancia de una chimenea de una altura dada ocurre en el suelo la máxima concentración. Elevar la temperatura de un gas que sale de una chimenea equivale a aumentar la altura de la chimenea.

En general, el gas no baja hasta el suelo en inversiones térmicas. Puede acumularse en la atmósfera cuando está en calma, y llegar a la superficie del terreno cuando el sol caliente a este último por la mañana temprano.

La turbulencia causada por los edificios y la topografía es en general tan compleja que no es práctico calcular su efecto. En algunos casos, sin embargo, estudios de modelos en túneles de viento han sido satisfactorios para efectuar predicciones basadas en las medidas de la concentración del gas y de los patrones visibles de humo.

Muestreo y monitoreo del aire ■ El grado de contaminación del aire en cualquier tiempo y lugar se determina al tomar muestras del aire y analizarlas. Los métodos de muestreo del aire pueden clasificarse según sean muestras de partículas, metales y sales inorgánicas, gases inorgánicos, sustancias orgánicas o mezclas de diversas sustancias.

Hay muchos instrumentos automáticos de registros y monitoreo del aire que pueden operarse con poco personal y poca manipulación. En general, es necesario calibrar los instrumentos automáticos contra métodos estándares de medida, químicos húmedos o físicos. La subsecuente calibración en el campo, realizada antes, durante y después del uso de los instrumentos, también es esencial para mantener resultados seguros en los ensayos. Aunque existen muchas variaciones, los aparatos de muestreo de las partículas usan generalmente los tipos de recolección por gravedad o succión y luego pasan la muestra por precipitadores térmicos o electrostáticos, chocadores o impactadores, ciclones, medios de absorción y adsorción, aparatos separadores o filtros de distintos materiales como papel, vidrio, plástico o tela.

Hay diversos tipos de unidades con bombas que hacen pasar el aire a través de cintas de papel montadas en discos. La cinta se mueve automáticamente de tal modo que se toman muestras sincronizadas sucesivas sobre papel nuevo.

Además de los métodos químicos húmedos estándar para medir los gases, existen muchos instrumentos automáticos o semiautomáticos, diseñados para medir un espectro (espectrómetro de masa) de uno o más gases específicos. Estos aparatos utilizan muchos principios analíticos, como la conductividad eléctrica; potenciometría; coulombimetría; ionización a la flama; conductividad térmica; calor de combustión; colorimetría; fotometría a la luz infrarroja, ultravioleta y visible; cromatografía de los gases, captura de electrones y absorción atómica.

El muestreo en las chimeneas requiere técnicas especiales y, normalmente, una sucesión de dispositivos de muestreo para medir partículas y gases.

En Estados Unidos se usan los muestreadores de gran volumen en muchas estaciones de la red de muestreo. Pueden utilizarse microscopios electrónicos para examinar aerosoles y partículas menores de un micrón. Se utilizan medidores fotoeléctricos para controlar sistemas de alarma conectados a chimeneas. Pueden utilizarse instrumentos combinados para el muestreo general y localización de fuentes de emisión. Estos dispositivos miden la dirección y velocidad del viento y dirigen las muestras a unidades múltiples de muestreo, cada una de las cuales representa un sector de dirección de viento.

(R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, M. L. Davis and D. A. Cornwell, *Introduction to Environmental Engineering and Technology*, and H. S. Peavey and D. R. Rowe, *Environmental Engineering*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; P. O. Warner, *Analysis of Air Pollutants* and W. L. Faith and A. A. Atkinson, *Air Pollution*, John Wiley & Sons, Inc., New York; R. O. Gilbert, *Statistical Methods for Environmental Pollution Monitoring*, Van Nostrand Reinhold, New York.)

22.35 Declaraciones sobre impacto ambiental

De acuerdo con la National Environmental Policy Act (sección 22.1) las oficinas federales, departamentos y secciones de Estados Unidos deben de elaborar declaraciones del impacto ambiental en relación con propuestas para actividades legislativas y otras de importancia federal que afecten de manera importante la calidad del entorno humano.

Es esencial que, tan pronto como sea posible, el ingeniero del proyecto u otra persona apropiada elaboren un borrador de la declaración, la revisen y la comenten. Las acciones pueden incluir todas o cualquiera de las siguientes:

1. Recomendaciones de la oficina sobre sus propias proposiciones para legislación.
2. Informes de la oficina sobre legislación iniciada por terceros en relación al asunto en consideración por el cual la oficina tiene la responsabilidad primaria.
3. Proyectos y actividades continuas que pueden ser:
   a) emprendidos por una oficina;
   b) apoyados en todo o en parte por contratos federales, donaciones, subsidios, préstamos u otras formas de asistencia financiera
   c) parte de una escritura de arrendamiento federal, permiso, licencia, certificado u otro título para su uso.
4. Decisiones de políticas, reglamentos y diseño de procedimientos.

Aunque es posible que haya excepciones, las siguientes acciones se consideran en general importantes o significativas para el ambiente.

1. Acciones cuyos efectos son significativos y altamente polémicos sobre bases ambientales.
2. Acciones que constituyen precedente de acciones mucho mayores que pueden tener considerables efectos en el ambiente.
3. Acciones que, en principio, implican decisiones sobre cursos principales de acción en un futuro.
4. Acciones que son importantes por estar comprometidas diversas oficinas federales, aunque la acción de una en particular no sea importante.
5. Acciones cuyos efectos en el ambiente pueden ser tanto beneficiosos como perjudiciales.

Contenido de las declaraciones de impacto ambiental ■ Las declaraciones de impacto ambiental deben evaluar, con detalle, los efectos potenciales en de la acción propuesta el ambiente. El propósito del informe es revelar las consecuencias ambientales de una acción propuesta, con la finalidad de dar a conocer los riesgos implicados al que toma las decisiones en la oficina (local, federal, estatal o cualquier combinación de ellas), al público y, quizá, en obras importantes, al Congreso y al Presidente.

Una declaración de impacto ambiental incluiría:

1. Una descripción detallada de la acción propuesta que incluya información y datos técnicos adecuados para permitir una cuidadosa evaluación de los efectos en el ambiente.
2. Exposición de los probables efectos en el ambiente, incluidos los efectos en sistemas ecológicos y cualquier consecuencia directa o indirecta que puedan resultar de la acción.
3. Cualquier efecto adverso al ambiente que no pueda evitarse.
4. Alternativas a la acción propuesta que puedan evitar algunos o todos los efectos perjudiciales al ambiente, incluso el análisis de costos y los efectos en el ambiente de dichas alternativas.
5. Evaluación de los efectos acumulativos, a largo plazo, de la acción propuesta, incluso sus relaciones con el uso a corto plazo del ambiente versus la productividad, a largo plazo, del ambiente.
6. Cualquier compromiso irreversible o irrevocable de recursos que pudieran resultar de la acción, o que pudieran reducir el uso del medio.

La declaración final también debe incluir cualesquiera análisis, objeciones o comentarios presentados por las oficinas federales, estatales y locales, organizaciones privadas e individuos que se dedicaron a este asunto durante la revisión del borrador del informe.

Revisión de la declaración del impacto ■ En general, es preciso consultar a toda oficina federal, estatal o local que tenga jurisdicción legal o competencia con respecto a cualquier forma del impacto en el ambiente. La lista de oficinas que deben consultarse son las que tienen responsabilidades para lo siguiente (las oficinas estatales o locales pueden tener requisitos adicionales de revisión para la propia agencia):

Calidad del agua y control de la contaminación del agua

Calidad del aire y control de la contaminación del aire

Modificación del clima

Aspectos ambientales de generación y transmisión de energía eléctrica

Materiales tóxicos, plaguicidas. Herbicidas

Transporte y manejo de materiales peligrosos

Tierras húmedas y pantanosas, estuarios, refugios de aves acuáticas y playas, control de la contaminación marina

Sitios históricos y arqueológicos

Zonas de inundación y cuencas hidrológicas

Recuperación de tierras mineras

Parque, bosques, áreas de recreación al aire libre y caza

Suelos y plantas, sedimentación, erosión y condiciones hidrológicas

Control y supresión de ruidos

Aditivos alimenticios, sanidad alimenticia y contaminación química de productos alimenticios

Contaminación microbiológica

Radiación y sanidad radiológica

Saneamiento y sistemas de desechos

Efectos en el ambiente, sobre todo en el de los vecindarios de bajos ingresos

Control de roedores

Planificación urbana, congestión en zonas urbanas, desalojo de viviendas y edificios

Regulación de ríos y canales y encauzamientos de las corrientes de agua

En las actividades de la ingeniería ambiental, la principal oficina de gobierno que asume la responsabilidad para la revisión de informes de los efectos en el ambiente es la Environmental Protection Agency. De hecho, puede intervenir cualquier oficina federal con jurisdicción respecto de la contaminación del agua, suministros de aguas potables, desechos sólidos, plaguicidas, radiación y ruido. Por consiguiente, los ingenieros deben determinar en forma específica las oficinas que, además de la EPA, pueden asumir responsabilidades de revisión.

También los ingenieros deben determinar hasta qué punto tienen jurisdicción las oficinas estatales que se ocupen de estas áreas. Además, los ingenieros deben consultar con las oficinas apropiadas de planificación, regionales y municipales. (Véase también la sección 14.)

Cómo elaborar un informe ambiental ■ Hay diversos formatos para elaborar informes que contengan toda la información pertinente que se requeriría según las normas federales. Uno de los métodos que ha tenido aceptación de los técnicos es la matriz básica, en la cual una serie de acciones, que son parte del proyecto propuesto, se relacionan con las características y condiciones del ambiente afectadas. Bajo cada una de las acciones propuestas se asigna una clasificación que va del 1 al 10, para indicar la magnitud de los efectos; 10 es el orden más alto. En forma correspondiente, debajo de una diagonal en la casilla puede insertarse otra clasificación del 1 al 10, respecto de la importancia de un efecto específico al relacionarse con una condición ambiental. Es aceptable cualquier forma apropiada de texto que analice la importancia de estos

ACCIONES PROPUESTAS	ENTORNO EXISTENTE				
	a	b	c	d	e
a		2/1			8/5
b		7/2	8/8	3/1	9/7

MAGNITUD

2/1

IMPORTANCIA

Figura 22.32 Matriz para demostrar el impacto ambiental de las acciones propuestas.

TABLA 22.13 Objetos para incluir en la matriz de impacto ambiental

Margen superior: Acciones propuestas que pueden ocasionar impacto ambiental	Margen izquierdo: Características y condiciones existentes del entorno
A. Modificación de régimen	A. Características físicas y químicas
a. Introducción de flora o fauna exóticas	1. Tierra
b. Controles biológicos	a. Recursos minerales
c. Modificación del hábitat	b. Materiales de construcción
d. Alteración de la cubierta del terreno	c. Suelos
e. Alteración de hidrología de agua subterránea	d. Forma de terrenos
f. Alteración de drenajes	e. Campos de fuerza y radiación de fondo
g. Control de río y modificación del flujo	f. Características físicas únicas
h. Canalización	2. Agua
i. Riego	a. Superficie
j. Modificación del clima	b. Océanos
k. Quema	c. Subterránea
l. Nivelación o pavimentación	d. Calidad
m. Ruido y vibración	e. Temperatura
B. Transformación y construcción en terrenos	f. Recarga
a. Urbanización	g. Nieve, hielo y capa subterránea de hielo
b. Sitios y edificios industriales	3. Atmósfera
c. Aeropuertos	a. Calidad (gases, partículas)
d. Carreteras y puentes	b. Clima (micro, macro)
e. Caminos y veredas	c. Temperatura
f. Ferrocarriles	4. Procesos
g. Cables y elevadores	a. Alimentos
h. Líneas de transmisión, oleoductos y corredores	b. Erosión
i. Barreras, incluyendo cercas	c. Depósitos (sedimentación, precipitación)
j. Dragado y enderezado de canales	d. Solución
k. Revestimiento de canal	e. Sorción (intercambio iónico, complejo)
l. Canales	f. Compactación y hundimiento
m. Presas y embalses	g. Estabilidad (deslizamientos, derrumbes)
n. Muelles, malecones, marinas y terminales marinas	h. Esfuerzos y deformaciones (terremoto)
o. Estructuras frente a costas	i. Movimientos de aire
p. Voladura y perforación	B. Condiciones biológicas
q. Corte y relleno	1. Flora
r. Túneles y estructuras bajo tierra	a. Árboles
C. Extracción de recursos	b. Arbustos
a. Voladura y perforación	c. Pasto
b. Excavación en superficie	d. Cosechas
c. Excavación superficial y destilación en retortas	e. Microflora
d. Perforación de pozo y remoción de fluido	f. Plantas acuáticas
e. Dragado	g. Especies en extinción
f. Explotación forestal y corte de madera	h. Barreras
g. Pesca y caza comerciales	i. Corredores
D. Procesamiento	2. Fauna
a. Agricultura	a. Aves
b. Cultivo y pastoreo	b. Animales terrestres, incluyendo reptiles
c. Potrero reservado	c. Peces y moluscos
d. Industria de productos lácteos	d. Organismos bentónicos
e. Generación de energía	e. Insectos
f. Procesamiento de minerales	f. Microfauna
g. Industria metalúrgica	g. Especies en extinción
h. Industria química	h. Barreras
i. Industria textil	i. Corredores
j. Automóviles y aviones	C. Factores culturales
k. Refinación de petróleo	1. Uso del suelo
l. Alimentos	a. Bosques y espacios abiertos
m. Corte de madera	b. Tierras húmedas

TABLA 22.13 Objetos para incluir en la matriz de impacto ambiental (*continuación*)

Margen superior: Acciones propuestas que pueden ocasionar impacto ambiental

D. Procesamiento (*Continúa*)
   n. Pulpa y papel
   o. Almacenamiento de productos
E. Alteración del suelo
   a. Control de erosión y terraplenado
   b. Sellado de minas y control de desechos
   c. Rehabilitación de minas a cielo abierto
   d. Croquización panorámica
   e. Dragado de puertos
   f. Relleno y drenado de pantanos
F. Renovación de recursos.
   a. Reforestación
   b. Acopio y administración de fauna
   c. Recarga de aguas subterráneas
   d. Aplicación de fertilización
   e. Reciclaje de desechos
G. Cambios en tránsito
   a. Ferrocarriles
   b. Automóvil
   c. Transporte por carretera
   d. Naviero
   e. Aéreo
   f. Tránsito en ríos y canales
   g. Botes de placer
   h. Veredas
   i. Teleféricos y elevadores
   j. Comunicación
   k. Oleoductos
H. Emplazamiento y tratamiento de desechos
   a. Descarga en océanos
   b. Rellenos sanitarios
   c. Emplazamiento de residuos, tierras de excavaciones y escombros
   d. Almacenamiento bajo tierra
   e. Eliminación de chatarra
   f. Inundación de pozos de petróleo
   g. Emplazamiento de pozos profundos
   h. Descarga de agua de enfriamiento
   i. Descarga de basura incluyendo riego por aspersión
   j. Descarga de aguas de salida
   k. Estanques de estabilización y oxidación
   l. Fosas sépticas, comerciales y domésticas
   m. Emisiones de chimeneas y escapes
   n. Lubricantes usados
I. Tratamiento químico
   a. Fertilización
   b. Descongelamiento químico, de carreteras, etc.
   c. Estabilización química del suelo
   d. Control de hierbas
   e. Control de insectos (plaguicidas)
J. Accidentes
   a. Explosiones
   b. Derrames y fugas
   c. Falla operacional
K. Otros

Margen izquierdo: Características y condiciones existentes del entorno

C. Factores culturales (*Continúa*)
   1. Uso del suelo (*Continúa*)
      c. Silvicultura
      d. Pastoreo
      e. Agricultura
      f. Residencial
      g. Comercial
      h. Industrial
      j. Minería y extracción de piedra
   2. Recreación
      a. Cacería
      b. Pesca
      c. Botes
      d. Natación
      e. Campamento y montañismo
      f. Días de campo
      g. Balnearios
   3. Estética e interés humano
      a. Vistas escénicas
      b. Cualidades de bosques
      c. Cualidades de espacios abiertos
      d. Diseño de paisajes
      e. Características físicas únicas
      f. Parques y reservas
      g. Monumentos
      h. Especies o ecosistemas raros y únicos
      i. Lugares y objetos históricos o arqueológicos
      j. Presencia de desequilibrados
   4. Situación cultural
      a. Modelos culturales (estilo de vida)
      b. Salud y seguridad
      c. Empleo
      d. Densidad de población
   5. Instalaciones construidas y actividades
      a. Estructuras
      b. Red de transportes (movimiento, acceso)
      c. Red de servicio público
      d. Eliminación de desechos
      e. Barreras
      f. Corredores
D. Relaciones ecológicas tales como:
   a. Salinización de recursos acuáticos
   b. Eutroficación
   c. Vectores de insectos portadores de enfermedades
   d. Cadenas alimentarias
   e. Salinización de material superficial
   f. Invasión de arbustos
   g. Otros
E. Otros

dos índices interrelacionados. En la figura 22.32 se muestra un ejemplo de matriz que ilustra dichos puntos.

Uno de los diagramas más completos de una matriz de información es el que preparó la United States Geological Survey en 1971. Aparece como anexo en la Geological Survey Circular No. 645. La base para preparar esta matriz se indica en la tabla 22.13

Al tratar con un proyecto particular, el ingeniero puede seleccionar de esta matriz en cualquier margen, las condiciones y acciones aplicables al proyecto. Luego puede elaborar las declaraciones del efecto ambiental de manera que las oficinas revisoras hagan sus comentarios de manera ordenada. Es importante, dentro del formato, presentar las condiciones presentes y las tendencias actuales, la acción propuesta y el efecto favorable o desfavorable que resulte con la acción propuesta o sin ella. Si la acción propuesta puede causar perjuicios inevitables, deben presentarse con detalles y bases objetivas todos los informes, los procedimientos para reducir el efecto dañino, junto con los beneficios finales, aunque pueda haber algún daño.

Es muy importante que los ingenieros presenten los efectos variados que el proyecto propuesto tendrá sobre las características del aire, agua y el suelo, la flora y fauna de la región y las estructuras construidas, si las hubiera. Es importante el análisis de los efectos en el ambiente, los intereses ambientales que se relacionan con la recreación, educación, ciencia, historia y cultura, así como el bienestar de la comunidad. Es preciso estudiar las consideraciones de salud y seguridad, tanto respecto del proyecto como del cualquier relación con una comunidad exterior.

Según requiere la Environmental Protection Agency, el informe debe evaluar:

1. Los probables efectos de la acción
2. El efecto ambiental adverso, si se lleva acabo el proyecto
3. Las alternativas
4. La relación entre el efecto local, a corto plazo, sobre el medio, y el mantenimiento o un aumento del beneficio sobre el medio a largo plazo.
5. Los compromisos de recursos que pudieran considerarse irreversibles, si se lleva a cabo la acción propuesta

(E. T. Chanlett, *Environmental Protection*, 2nd ed., R. A. Corbitt, *Standard Handbook of Environmental Engineering*, and J. F. Rau and D. C. Woolen, *Environmental Impact Analysis Hanbook*, McGraw-Hill Publishing Company, New York; J. E. Heer, Jr., and D. J. Hagerty, *Environmental Assessments and Statements*, and D. C. Rona, *Environmental Permits*, Van Nostrand Reinhold, New York; S. J. Rosen, *Manual for Environmental Impact Evaluation*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.)

23

Scott L. Douglass*
Associate Professor, Department of Civil Engineering
University of South Alabama
Mobile, Alabama

Ingeniería de costas y puertos

La ingeniería de costas y puertos abarca la planeación, el diseño y la construcción de proyectos para satisfacer las necesidades e intereses de la sociedad en el medio ambiente costero, como el desarrollo de puertos y dársenas para embarcaciones menores, protección de los litorales, fomento de las playas y otros sistemas construidos en el medio ambiente de las olas y mareas de las costas.

Con el transcurso del tiempo, el alcance de este campo de la ingeniería se ha ampliado, desde sólo la mejora de la navegación y la protección de las propiedades hasta incluir playas recreativas y consideraciones ambientales. Toma en cuenta las condiciones ambientales únicas para la zona costera, incluyendo los vientos, las olas, las mareas y el movimiento de la arena. De este modo, la ingeniería de costas hace un uso extenso de las ciencias de la oceanografía y de la geomorfología costera, así como de los principios geotécnicos, ambientales, estructurales y de la ingeniería hidráulica. A diferencia de otros campos de especialidad de la ingeniería civil, la ingeniería de costas todavía no cuenta con los beneficios de un código de la práctica.

23.1 Nivel de riesgo en los proyectos costeros

Debido a la naturaleza del acarreo en los litorales, o transporte de arena del litoral a lo largo de la costa, la erosión causada por los proyectos de ingeniería de costas a lo largo de las líneas costeras adyacentes, a veces a varias millas de distancia, ha sido un problema recurrente. Las herramientas para la predicción y evaluación de esa dinámica de la línea costera se están mejorando continuamente, pero todavía son limitadas, en parte debido a lo imprevisible de la naturaleza. Por tanto, el monitoreo posterior a la construcción de la respuesta de las playas cercanas a menudo es un componente requerido de los proyectos de la ingeniería de costas.

En muchos proyectos de ingeniería de costas, el nivel de riesgo del diseño es mucho más elevado que en otras disciplinas de la ingeniería civil debido a que, con frecuencia, la sociedad no está dispuesta a pagar más por un diseño más eficaz.

El medio ambiente del diseño es muy retador. Varía con el tiempo, ya que las condiciones de diseño a menudo son alteradas por tempestades que contienen mucha más energía e inducen cargas muy diferentes de las que normalmente se experimentan. Asimismo, en virtud de que los procesos físicos son tan complejos, frecuentemente demasiado complejos como para tener una descripción teórica, la práctica de la ingeniería de costas todavía tiene mucho de arte. Como consecuencia, los que la ejercen deben de tener una amplia base de experiencia práctica y deben de aplicar un juicio sólido.

La práctica de la ingeniería de costas ha cambiado con rapidez en las últimas décadas, debido a los

*Sección 23 revisada; escrita originalmente por Alonzo DeF. Quinn, Consulting Engineer, y revisada para la tercera edición por Frederick S. Merritt, Consulting Engineer.

incrementos en las presiones naturales, como la creada por la elevación del nivel del mar, y las presiones sociales, como las que provienen de las poblaciones crecientes a lo largo de la costa con mayor conciencia ambiental. Los cambios se registran en las actas de sesiones de conferencias de la especialidad, como las de la American Society of Civil Engineering (ASCE, Sociedad Americana de Ingeniería Civil), incluyendo la Coastal Engineering Practice (Práctica de la ingeniería de costas), 1992; Coastal Structures (Estructuras costeras), 1983; Coastal Structures, 1979; Dredging (Dragado), 1984; la serie bianual *Ports* (Ports, 1992; Ports, 1994); Coastal Sediments (Sedimentos costeros), 1987; Coastal Sediments, 1991; la serie bianual Coastal Zone (Zona costera); la serie bianual de la International Coastal Engineering Conference (Conferencia internacional de ingeniería de costas) y la serie de la Beach Technology Conference (Conferencia de tecnología de playas) de la Florida Shore and Beach Preservation Association (Asociación para preservación de litorales y playas de Florida).

Hidráulica y sedimentos costeros

Con frecuencia, las olas aplican las fuerzas hidráulicas primarias de interés en la ingeniería de costas. Las mareas y otras fluctuaciones del nivel de las aguas controlan la localización del ataque de las olas en la línea costera. Las olas y mareas generan corrientes en la zona costera. Las olas que rompen proporcionan las fuerzas que impulsan el transporte de la arena a lo largo de la costa y pueden causar cambios en las playas, incluyendo la erosión debida a los proyectos de ingeniería de costas.

23.2 Características de las olas

Las olas en el agua son causadas por una perturbación de la superficie de la misma. La perturbación original puede ser causada por el viento, los botes o los barcos, los temblores de tierra o la atracción gravitacional de la Luna y del Sol. Las olas formadas por los barcos o botes en movimiento son las **estelas**. Las olas formadas por las perturbaciones de los terremotos son las **tsunamis**. Las olas formadas por la atracción gravitacional de la Luna y del Sol son las **mareas**.

Después de que se forman las olas, se pueden propagar por la superficie del mar recorriendo miles de millas. Las propiedades de las olas que se propagan han sido tema de diversas teorías sobre el particular, durante un siglo. Para los ingenieros, la teoría más útil sobre las olas es la lineal, o de las olas de pequeña amplitud.

23.2.1 Teoría lineal de las olas

En esencia, la teoría lineal de las olas sólo trata un tren de olas de la misma longitud y periodo en una profundidad constante de agua. Como en la óptica, a esto se le llama un tren monocromático de olas. La teoría lineal de las olas relaciona la longitud, el periodo y la profundidad de las olas como se indica mediante la ecuación (23.1).

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi d}{L} \qquad (23.1)$$

en donde L = longitud de la ola, ft; la distancia horizontal entre las crestas

d = distancia vertical, ft, entre el nivel medio o del agua tranquila y el fondo

g = aceleración debida a la gravedad, 32.2 ft/s

T = periodos de las olas, tiempo requerido para la propagación de la cresta de una ola sobre la longitud de la misma (Fig. 23.1)

La altura de la ola, H, el cuarto valor necesario para definir por completo un tren monocromático de olas, es un valor independiente en la teoría lineal de las olas, pero no para las teorías de orden más alto de las olas (subsección 23.2.2).

La ecuación (23.1), implícita en términos de L, requiere una solución iterativa, excepto para agua profunda o para una poco profunda. Cuando la profundidad relativa d/L es mayor que ½, la ola se produce en agua profunda y la ecuación (23.1) queda

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \qquad (23.2)$$

Para agua poco profunda, $d/L < 1/25$, la ecuación (23.1) se reduce a

$$L = T\sqrt{gd} \qquad (23.3)$$

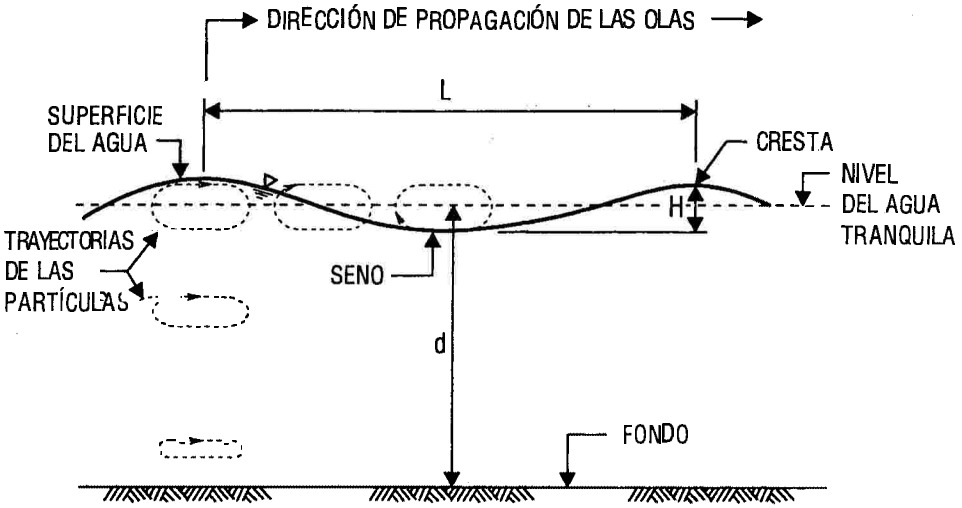


Figura 23.1 Ola en agua poco profunda. Las partículas de agua siguen una trayectoria elíptica. *L* indica la longitud de la ola, cresta a cresta; *H* es la altura de la ola, *d* es la profundidad desde el nivel del agua tranquila hasta el fondo. El periodo *T* de la ola es el tiempo para que ésta recorra la distancia *L*.

Cada una de las partículas de agua sigue una órbita cerrada. Regresan al mismo lugar con cada ola que pasa. En agua profunda, las órbitas son circulares y, en la poco profunda, son elípticas. En R. G. Dean y R. A. Dalrymple, *Water Wave Mechanics for Scientists and Engineers*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., y en R.M. Sorenson, *Basic Wave Mechanics: For Coastal and Ocean Engineers*, John Wiley & Sons, Inc., New York, se dan ecuaciones de la teoría lineal de las olas para las trayectorias de las partículas, las velocidades y aceleraciones fluctuantes de las partículas de agua, así como para las presiones debajo de los trenes de olas.

23.2.2 Teorías de orden superior de las olas

La teoría lineal de las olas proporciona aproximaciones adecuadas de la cinemática y la dinámica del movimiento de las olas, para muchas aplicaciones de ingeniería. Sin embargo, algunas áreas de interés para los ingenieros civiles, en donde la teoría lineal no resulta adecuada, son olas muy grandes y agua poco profunda. Teorías de orden superior de las olas, como las de teorías de segundo orden de Stokes y la conoidal de las olas, manejan estas importantes situaciones. Empero, las teorías numéricas de las olas se pueden aplicar con mayor amplitud. Se dan tablas útiles de la teoría de la función de corriente de las olas —que es una teoría numérica, de orden superior—, en R. G. Dean, *Evaluation and Development of Water Wave Theories For Engineering Applications*, Special Report No. 1, U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Ft. Belvoir, Va.

La determinación de las elevaciones de la superficie del agua para las olas grandes o las olas en agua poco profunda requiere el uso de una teoría de orden superior de las olas. En la figura 23.2 se muestra una forma típica de ola. La cresta de la ola forma un pico más angosto y el seno es más plano que para el perfil senoidal de la superficie del agua de la teoría lineal. Para un fondo horizontal, la altura de la cresta de la ola hacia arriba del nivel del agua tranquila es un máximo de alrededor de $0.8d$.

(*Shore Protection Manual*, 4a. ed., U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Government Printing Office, Washington, D. C.)

23.2.3 Transformaciones de las olas

A medida que las olas se mueven hacia la costa, dentro de profundidades variables del agua, el periodo de las mismas permanece constante (hasta el rompimiento). Sin embargo, la longitud y la altura

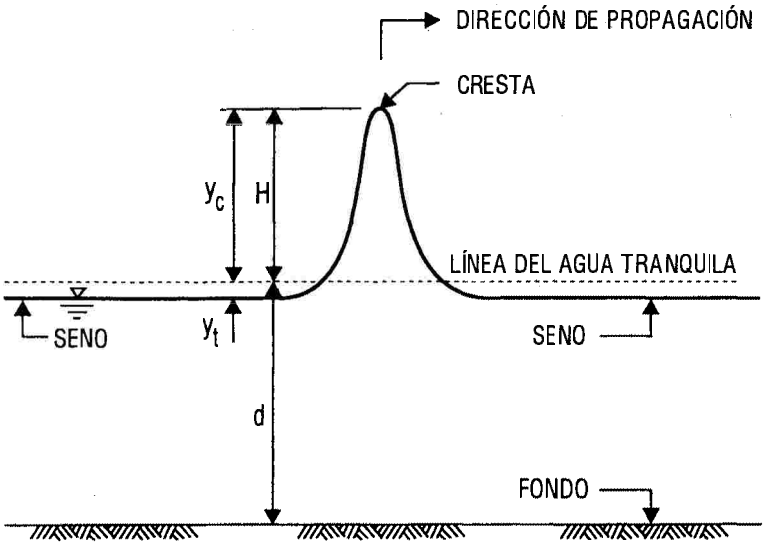


Figura 23.2 Superficie del agua para una ola grande en agua poco profunda.

de las olas cambia debido a la disminución de la profundidad, la refracción, la difracción, la reflexión y el rompimiento de las olas.

Disminución de la profundidad ■ Conforme una ola se mueve hacia agua menos profunda, su longitud disminuye, como lo indica la ecuación (23.1) y su altura aumenta. El aumento en la altura de la ola se expresa por el coeficiente de disminución de la profundidad, K_s.

$$K_s = \frac{H}{H_o'} \tag{23.4}$$

en donde H = altura de la ola en una profundidad específica del agua

H_o' = altura de la ola no refractada de agua profunda

K_s varía como función de la profundidad relativa d/L, como se muestra en la tabla 23.1. Para un tren incidente de olas de periodo T, se puede usar la tabla 23.1 para estimar la altura y la longitud de la ola en cualquier profundidad, con la ecuación (23.2) para L_o.

Refracción ■ Éste es un término, tomado de la óptica, para el encorvamiento de las olas conforme retardan su movimiento. A medida que las olas se aproximan a una playa formando un ángulo, una parte de la ola se encuentra en agua menos profunda y se mueve con mayor lentitud que el resto. Vista desde arriba, la cresta de la ola parece que se encorva.

La refracción cambia la altura de las olas así como la dirección de propagación. La refracción puede causar que la energía de las olas se enfoque en los cabos y desenfoque de las ensenadas.

Existen dos tipos generales de modelos de refracción. Los modelos de rayos de olas siguen el rastro

TABLA 23.1 Coeficiente de disminución de la profundidad y cambios en la longitud de las olas, a medida que éstas se mueven hacia agua menos profunda

d/L_o	d/L	K_s
0.005	0.028	1.70
0.010	0.040	1.43
0.020	0.058	1.23
0.030	0.071	1.13
0.040	0.083	1.06
0.050	0.094	1.02
0.10	0.14	
0.20	0.22	
0.30	0.31	
0.50	0.50	1.0

de los rayos de las olas, que son líneas perpendiculares a las crestas de estas últimas. El otro tipo de modelo de la refracción de computadora calcula soluciones para ecuaciones diferenciales correspondientes al campo de alturas de las olas. La física simulada varía ligeramente de modelo a modelo.

Difracción ■ Otro término de la óptica, aplicado aquí se refiere a la dispersión de la energía a lo largo de la cresta de una ola. Un ejemplo de ingeniería de difracción de las olas es la dispersión de la energía alrededor de la punta de un rompeolas, hacia el lado de sotavento de éste. La cresta de la ola se enrolla alrededor de la punta de un rompeolas y parece que se está propagando alejándose de ese punto. También se tiene difracción en aguas abiertas, en donde ocurre la refracción. Puede reducir el enfoque y el encorvamiento debidos a la refracción.

Reflexión ■ Las olas son reflejadas por las obstrucciones que encuentran en su trayectoria. La reflexión de la energía de la ola es máxima en los muros verticales —90 a 100%— y mínima para las playas y las estructuras de piedra bruta. Las condiciones indeseables de energía de las olas en las dársenas para embarcaciones pequeñas, con muros verticales, a menudo se pueden reducir colocando piedra bruta en el nivel del agua.

Rompimiento ■ Esto sucede constantemente a lo largo de una playa, pero la mecánica no está bien modelada por la teoría. Por tanto, gran parte de nuestro conocimiento del rompimiento es empírico. En el agua poco profunda, las olas rompen cuando alcanzan una profundidad límite para cada una de ellas. Este rompimiento limitado por la profundidad es muy útil en el diseño de estructuras costeras y para los modelos de la dinámica de la zona de oleaje.

Para una ola por separado, la profundidad límite es más o menos igual a la profundidad del agua y se encuentra en el rango dado por la ecuación (23.5):

$$0.8 < \left(\frac{H}{d}\right)_{\text{máx}} < 1.2 \qquad (23.5)$$

en donde $(H/d)_{\text{máx}}$ = relación máxima de la altura de la ola a la profundidad debajo del nivel medio del agua para una ola que rompe. La variación en $(H/d)_b$ (el subíndice b significa rompimiento) se debe a la pendiente de la playa y a lo empinado, H/L, de la ola.

Con frecuencia, la ecuación (23.5) resulta útil en la selección de la altura de diseño de las olas para las estructuras costeras en aguas poco profundas. Dada una estimación de la profundidad de diseño del agua en el lugar de la estructura, la altura máxima de las olas, $H_{\text{máx}}$, que puede existir en esa profundidad del agua es más o menos igual a la propia profundidad. Cualesquiera olas más grandes ya habrían roto más alejadas de la costa y se habrían reducido a $H_{\text{máx}}$.

23.2.4 Olas irregulares

Las superficies parejas de las aguas de las teorías monocromáticas de las olas no son representaciones realistas de la zona real de oleaje. En particular con un viento activo, la superficie del agua será mucho más irregular. Los oceanógrafos han desarrollado dos juegos diferentes de herramientas para describir superficies realistas del mar. Uno de ellos es una representación estadística y la otra es una representación espectral.

Estadística de la altura de las olas ■ En un mar típico, las olas por separado tienen alturas diferentes. En las aguas profundas, las alturas siguen una distribución teórica de Rayleigh. En las aguas poco profundas, entre más grandes sean cada una de las olas rompen más pronto y, por consiguiente, se pierde la cola superior de la distribución.

Un parámetro único de altura de las olas, que se usa comúnmente, es la altura significativa de las olas $H_{1/3}$. Ésta es el promedio de la tercera parte con mayor altura de las olas. Otras alturas de las olas que se usan en el diseño se pueden relacionar con $H_{1/3}$ a través de la distribución de Rayleigh, como se indica en la tabla 23.2.

23.2.5 Espectros de olas

Se cuenta con técnicas espectrales que describen la cantidad de energía a las diferentes frecuencias o periodos de las olas, en un mar irregular. Proporcionan más información acerca del tren irregular de ondas y se aplican en algunos de los métodos más avanzados de diseño de estructuras costeras. Un parámetro de altura de las olas que está relacionado

TABLA 23.2 Alturas de las olas usadas en el diseño

Símbolo	Descripción	Múltiplo de $H_{1/3}$
$H_{1/3}$	Altura promedio del tercio con más altura de las olas	1.0
H_{prom}	Altura promedio de las olas	0.6
H_{10}	Altura promedio del 10% con más altura de las olas	1.3
$H_{1\%}$	Altura de las olas que se sobrepasa el 1% del tiempo	1.6
H_{sen}	Altura de las olas senoidales simples con la misma energía que el tren real de olas con alturas irregulares	0.8

con la energía total en un mar es H_{m_0}. (Con frecuencia, también se menciona H_{m_0} como altura significativa de las olas.)

La **altura significativa de las olas**, H_s es un término usado desde hace mucho tiempo en la ingeniería de costas y en la oceanografía. Como se indica con anterioridad y en la subsección 23.2.4, en la ingeniería de costas se usan dos definiciones fundamentalmente diferentes de la altura significativa de las olas. Una se basa en la estadística y la otra se basa en la energía o en el espectro. Como son diferentes, se recomienda usar las notaciones $H_{1/3}$ y H_{m_0} para evitar confusiones en el uso de H_s:

$H_{1/3}$ = altura significativa estadística de las olas

H_{m_0} = altura significativa espectral de las olas

En aguas profundas, H_{m_0} es aproximadamente igual a $H_{1/3}$. En aguas poco profundas y, en particular, en la zona de oleaje, los dos parámetros divergen. (Hay poco que sea verdaderamente significativo acerca de cualquiera de los dos parámetros. En un tren real de olas, unas cuantas de ellas tendrán la altura significativa. Básicamente, es un artefacto estadístico.)

Las **transformaciones de los mares reales con olas**, como la disminución de la profundidad, la refracción, la difracción y el rompimiento, no se han comprendido por completo y no se han modelado bien. Aun cuando las transformaciones monocromáticas de las olas están bien modeladas, como se describe en lo antes expresado, en realidad las olas por separado y los trenes de olas interactúan entre sí y cambian el campo de olas. (Estas interacciones de olas con olas constituyen el tema de esfuerzos significativos de investigación.) Por tanto las condiciones más realistas, es decir, los mares irregulares, son los menos comprendidos. Sin embargo, se cuenta con modelos que toman en cuenta la transformación de los espectros de olas a través de contornos arbitrarios del fondo.

23.2.6 Generación de las olas por el viento

Las olas bajo la influencia de los vientos que las generan se llaman **mar**. Las olas que se han propagado más allá de los vientos iniciales que las generan se llaman **oleada**.

Distancia de acción del viento es la distancia que un viento sopla a través del agua. Para las bahías encerradas, ésta es la distancia a través de la masa de agua en la dirección del viento. **Duración** es el tiempo que un viento, a una velocidad específica, sopla a través del agua. Las olas en cualquier sitio pueden ser de distancia limitada de acción del viento o de duración limitada. Cuando un viento empieza a soplar, las alturas de las olas quedan limitadas por el corto tiempo que el viento ha soplado; en otras palabras, son de duración limitada. Los mares, que no son de duración limitada, están *plenamente levantados*. Si la distancia de acción del viento limita las olas, entonces son de distancia limitada de acción del viento.

Para lugares en bahías encerradas y lagos, modelos paramétricos sencillos pueden proporcionar información útil acerca de las olas. En la tabla 23.3 se dan estimaciones de la altura de las olas y de su periodo, para aguas profundas, para distancias de acción y velocidades del viento diferentes. Los valores están basados en la hipótesis de que el viento sople durante un tiempo suficiente como para generar condiciones de levantamiento pleno. En agua poco profunda, las alturas de las olas serán menores.

TABLA 23.3 Alturas significativas espectrales y periodos para olas generadas por el viento en aguas profundas*

Velocidad del viento, nudos	Distancia de acción del viento, millas terrestres				
	0.5	1	2	10	50
20					
H_{m_0}, ft	0.6	0.8	1.1	2.2	4.1
T_p, s	1.3	1.6	2.0	3.2	4.7
40					
H_{m_0}, ft	1.3	1.8	2.5	5.4	11
T_p, s	1.7	2.2	2.7	4.5	7
60					
H_{m_0}, ft	2.2	3.1	4.2	9.1	18
T_p, s	2.1	2.6	3.2	5.4	8

*Basado en el método presentado en S. L. Douglass y otros, "Wave Forecasting for Construction in Mobile Bay", Memorias, Coastal Engineering Practice, 1992, págs. 713-727, American Society of Civil Engineers. H_{m_0} = altura significativa espectral de las olas y T_p = periodo de las olas.

En el océano abierto, las olas casi nunca son de distancia limitada. Son libres de seguir moviéndose después de que el viento cambia o cesa. La energía de las oleadas puede propagarse de uno al otro lado de océanos enteros. Las olas que chocan contra la playa en cualquier momento pueden incluir oleadas provenientes de varios lugares diferentes, más un mar del viento local. Por tanto, para una situación de océano abierto se requieren modelos numéricos que cubran con una rejilla todo el océano, para seguir la pista a la propagación de la energía de las olas y a la generación local.

Los modelos de generación de las olas pueden pronosticar estas últimas para las operaciones de construcción de dársenas para naves pequeñas. También pueden hacer un estudio retrospectivo; es decir, estimar las olas con base en vientos medidos o estimados en tiempos pasados, para estudios climatológicos de las olas, diseños probabilísticos o análisis de comportamiento histórico. En el *Wave Information Study (WIS)* del U. S. Army Corps of Engineers se tienen 20 años de estudios retrospectivos de datos, 1956-1975, para generar estadísticas de probabilidad de las olas, para cientos de lugares a lo largo de las costas de Estados Unidos. Se dispone de estadísticas de las olas en forma tabular y existen secuencias de tiempo real de las condiciones de las olas en forma digital.

(J. B. Herbich, *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Gulf Publishing Company, Houston, Tex.)

23.2.7 Estelas de barcos y botes

A veces, las estelas de los barcos son las olas más grandes que se presentan en un lugar y, de este modo, se convierten en las olas de diseño. Las estelas de los buques provenientes de barcos grandes pueden ser hasta de 6 ft de altura y tienen periodos de menos de 3 s. Las estelas de los barcos se pueden estimar con los métodos presentados en J. R. Weggel y R. M. Sorensen, *Ship Wave Prediction for Port and Channel Design*, Memorias, Port Conference, 1986, ASCE. Procedimientos para estimar las estelas debidas a botes recreativos se presentan en el ASCE Manual 50, *Planning and Design Guidelines for Small-Craft Harbors*, y en R. R. Bottin y otros, *Maryland Guide Book for Marina Owners and Operators on Alternatives Available for the Protection of Small Craft against Vessel Generated Waves*, U. S. Army Corps of

Engineers, Coastal Engineering Research Center, Washington, D. C.

23.3 Niveles de diseño del agua de las costas

El nivel de diseño del agua depende del tipo de proyecto. Para el diseño, por ejemplo, de algunas estructuras costeras de protección, a menudo se selecciona un nivel del agua basado en un intervalo de recurrencia como es un periodo de retorno de 10 o 100 años. Los *Flood Insurance Rate Maps (FIRM)* de la Federal Emergency Management Agency (FEMA, Oficina Federal de Administración de Emergencias) se basan en un concepto de este tipo. Dan una primera estimación de los niveles de las aguas altas a lo largo de las líneas costeras de Estados Unidos. Como el diseño de algunas estructuras costeras puede ser extremadamente sensible al nivel de diseño del agua, puede justificarse un análisis más profundo. Para los proyectos de ingeniería en los que interesan los niveles normales de las aguas, por ejemplo, en donde las elevaciones del muelle y del relleno de la playa se determinan por el nivel del agua, se necesitan una estimación del nivel normal y del rango normal en torno a esa media. Todos los proyectos de ingeniería de costas deben de diseñarse para tomar en consideración el rango completo de los niveles potenciales del agua.

En un lugar específico, el nivel del agua en cualquier momento recibe la influencia de las mareas, de la elevación media del nivel del mar, de los oleajes de las tormentas, incluyendo la influencia del viento y otras influencias locales, como el flujo de entrada de agua dulce en los estuarios.

Mareas ■ La marea es el levantamiento y la caída periódicos de las aguas del océano, producidos por la atracción de la Luna y el Sol. Generalmente, el intervalo promedio entre dos mareas altas sucesivas es de 12 h 25 min, la mitad del tiempo entre dos pasos sucesivos de la Luna por un meridiano dado. La Luna ejerce una influencia mayor sobre las mareas que el Sol. Sin embargo, las mareas frecuentemente son alteradas por las condiciones meteorológicas, incluyendo la propagación de mareas provocadas por las tempestades, del mar hacia las aguas de las costas.

Las mareas más altas, que ocurren a intervalos de medio mes lunar, se llaman **mareas vivas**. Éstas ocurren en el momento en que la Luna es nueva o llena o cerca de este momento, es decir, Sol, la Luna y la Tierra están en conjunción y las fuerzas del Sol y la Luna que generan las mareas se suman. Cuando las líneas que unen la Tierra con el Sol y con la Luna forman un ángulo recto; esto es, cuando la Luna está en sus cuartos, entonces las acciones de la Luna y del Sol se restan y tienen lugar las mareas más bajas del mes, llamadas **mareas muertas** o de **apogeo**.

Conforme la Tierra gira diariamente sobre su eje, las fuerzas de fricción retardan las olas de las mareas y éstas tienden a seguir la dirección de la Luna. En consecuencia, la marea más alta para cada lugar no coincide con la conjunción y la oposición, sino se presenta en algún tiempo constante después de la Luna nueva o llena. Este intervalo, conocido como *retraso* de la marea, puede ser hasta de 2½ días.

Existen grandes diferencias en el rango de las mareas a lo largo de las costa del océano. Estas diferencias surgen debido a las olas secundarias de las mareas ocasionadas por la onda primaria de las mismas o la masa de agua que se mueve alrededor de la Tierra. Estos movimientos también son afectados por la profundidad de las aguas bajas y la configuración de la costa. Las mareas más altas del mundo ocurren en la Bahía de Fundy, donde se ha registrado un levantamiento de 100 ft. En los mares llamados interiores o rodeados por tierra, como el Mediterráneo o el Báltico, tienen marea de menos de 1 ft, y los Grandes Lagos no son afectados en forma notable.

Las mareas que tienen lugar dos veces cada día lunar se denominan **mareas semidiurnas**. Puesto que el día lunar, o tiempo que tarda la Luna en completar una revolución alrededor de la Tierra, es aproximadamente 50 min más largo que el día solar, la marea alta correspondiente en días sucesivos se produce 50 min más tarde. En algunos lugares, como Pensacola, Florida, sólo ocurre una marea alta al día. Estas mareas se llaman **mareas diurnas**. Si una de las dos mareas altas diarias es incompleta; esto es, si no alcanza la altura de la marea previa, como en San Francisco, entonces las mareas semencionan como **mareas diurnas mixtas**. En la tabla 23.4 se dan los rangos de las mareas vivas y medias para algunos puertos importantes.

Hay otros fenómenos excepcionales en relación con las mareas. Por ejemplo, en Southampton, Inglaterra, existen cuatro pleamares diarias, que ocu-

TABLA 23.4 Rangos de las mareas medias y vivas para algunos de los puertos principales del mundo*

	Límite de la marea media, ft	Límite de la marea viva, ft
Anchorage, Alaska	26.7	29.6†
Antwerp, Bélgica	15.7	17.8
Auckland, Nueva Zelanda	8.0	9.2
Baltimore, Md, E.U.	1.1	1.3
Bilbao, España	9.0	11.8
Bombay, India	8.7	11.8
Boston, Mass., E.U.	9.5	11.0
Buenos Aires, Argentina	2.2	2.4
Burntcoat Head, Nueva Escocia (Bahía de Fundy)	41.6	47.5
Canal de Panamá, lado del Atlántico	0.7	1.1†
Canal de Panamá, lado del Pacífico	12.6	16.4
Capetown, Sudáfrica	3.8	5.2
Cherbourg, Francia	13.0	18.0
Dakar, África	3.3	4.4
Dover, Inglaterra	14.5	18.6
Galveston, Tex., E.U.	1.0	1.4†
Génova, Italia	0.6	0.8
Gibraltar, España	2.3	3.1
Hamburgo, Alemania	7.6	8.1
Habana, Cuba	1.0	1.2
Hong Kong, China	3.1	5.3†
Honolulú, Hawaii, E.U.	1.2	1.9†
Juneau, Alaska, E.U.	14.0	16.6†
La Guaira, Venezuela		1.0†
Lisboa, Portugal	8.4	10.8
Liverpool, Inglaterra	21.2	27.1
Manila, Filipinas		3.3†
Marsella, Francia	0.4	0.6
Melbourne, Australia	1.7	1.9
Murmansk, Rusia	7.9	9.9
New York, N.Y., E.U.	4.4	5.3
Osaka, Japón	2.5	3.3
Oslo, Noruega	1.0	1.1
Quebec, Canadá	13.7	15.5
Rangoon, Birmania	13.4	17.0
Reikjavijk, Islandia	9.2	12.5
Río de Janeiro, Brasil	2.5	3.5
Rotterdam, Holanda	5.0	5.4
San Diego, Calif., E.U.	4.2	5.8†
San Francisco, Calif., E.U.	4.0	5.7†
San Juan, Puerto Rico	1.1	1.3
Seattle, Wash., E.U.	7.6	11.3†
Shanghai, China	6.7	8.9
Singapur, Malasia	5.6	7.4
Southampton, Inglaterra	10.0	13.6
Sydney, Australia	3.6	4.5
Valparaíso, Chile	3.0	3.9
Vladivostok, Rusia	0.6	0.7
Yokohama, Japón	3.5	4.7
Zanzíbar, África	8.8	12.4

*Tablas de mareas, National Ocean Service.
†Rango diurno.

rren por pares, separadas por un corto intervalo. En Portsmouth, hay dos conjuntos de tres picos de marea al día. Las **marejadas**, un suceso regular en ciertos lugares, son olas de crestas altas producidas por el empuje de la marea entrante hasta un río, como en el Amazonas, o por el encuentro de mareas, como en la Bahía de Fundy.

El levantamiento de la marea se establece con relación a algún plano de referencia establecido de las cartas, el cual varía en diferentes partes del mundo. En Estados Unidos es la marea baja media inferior (MLLW, *mean lower low water*).

Marea alta media es el promedio de las mareas altas en un periodo de 19 años y **marea baja media** es el promedio de las mareas bajas en un periodo de 19 años. **Marea alta superior** es la más alta de las dos mareas altas de cualquier día de marea diurna y **marea baja inferior** es la más baja de las dos mareas bajas de cualquier día de marea diurna. **Marea alta media superior** es la altura de promedio de las mareas altas mayores en un periodo de 19 años y **marea baja media inferior** es la altura promedio de las mareas bajas menores en un periodo de 19 años (era de mareas). La **marea alta más alta** y la **marea baja más baja** son las mareas vivas, más alta y más baja, respectivamente, que se tengan registradas. El **rango medio** es la altura de la marea alta media por encima de la marea baja media. La media de esta altura se conoce generalmente como **nivel medio del mar** (MSL, ***mean sea level***). El **rango diurno** es la diferencia de altura entre la marea alta media superior y la marea baja media inferior.

El National Ocean Service (Servicio Nacional Oceánico) publica anualmente tablas de mareas que dan el tiempo y la elevación de las mareas altas y bajas, en miles de lugares alrededor del mundo, y que se pueden usar para pronosticar los niveles del agua en todo momento. En las tablas de mareas se pronostican las partes repetitivas, astronómicas, de la marea para lugares específicos, pero no se toman directamente en consideración los efectos día con día de los cambios en los vientos, presiones y otros factores locales. Junto con la mayor parte de las costas, los pronósticos de la tabla de mareas se encuentran a más o menos 1 ft del nivel real del agua en el 90% del tiempo.

El **aumento relativo del nivel del mar** está cambiando gradualmente todo el plano de referencia basado en la era, en cualquier sitio de la costa. Aun cuando el plano de referencia que se usa para el diseño y la construcción en toda una zona de tierra alta no tiene una importancia particular, la relación entre la construcción y los niveles reales de las aguas en la zona costera puede ser extremadamente im-

portante. El nivel de los océanos del mundo ha aumentado en forma gradual durante miles de años. El cambio importante es el cambio relativo del nivel del mar, el efecto combinado del nivel de las aguas y los cambios de elevación de la masa terrestre debidos al desplome (típico de las costas del Atlántico, en E U y del Golfo de México) o el resalto o surgimiento (costa del Pacífico de EU). Datos medidos, a largo plazo, de las mareas para los puertos principales de EU, hacen ver que la elevación relativa del nivel del mar difiere de lugar a lugar. Por ejemplo, en Galveston, Tex., ha habido alrededor de 1 ft de elevación relativa del nivel del mar durante los últimos 50 años. En Anchorage, Alaska, ha habido alrededor de 2 ft de caída del nivel del mar durante los últimos 50 años.

El impacto de la elevación a largo plazo del nivel del mar rara vez se ha tomado en cuenta en el diseño, excepto cuando ya ha incidido en el plano de referencia de las mareas basado en la era, como la MLLW. El National Geodetic Vertical Datum (NGVD, plano de referencia vertical geodésico nacional) fue establecido en el nivel medio del mar (MSL) en 1929. Ya que, desde entonces, ha seguido subiendo el nivel del mar, el NGVD se encuentra ahora por debajo del MSL del día en curso, a lo largo de gran parte de las costas del Atlántico en EU y del Golfo de México. En muchos lugares, está entre el MSL y la MLLW. Para ubicar con exactitud el NGVD con relación al MSL o la MLLW, se requiere un análisis con datos provenientes de un mareómetro local. Para algunos diseños de puertos y costas, se instala un medidor de vara para registrar los niveles de las aguas durante un periodo sostenido, con el fin de confirmar la relación entre el plano de referencia local para cotas topográficas, el plano de referencia supuesto para las mareas y la elevación real de la superficie del agua.

Oleaje de tormentas ■ Éste se puede definir en términos muy amplios para incluir todos los efectos que intervienen en una tormenta, incluyendo el esfuerzo del viento a través de la plataforma continental y dentro de un estuario o masa de agua, la presión barométrica y la producción de olas inducidas. La influencia combinada de estos efectos puede cambiar el nivel del agua en 5 a 20 ft, dependiendo de la intensidad de la tempestad y el lugar de la costa. Los ingenieros pueden usar curvas de análisis de periodo de retorno para estimar la posibilidad de cualquier elevación en particular. En EU, la Federal Emergency Management Agency y los diversos distritos del Corps of Engineers han desarrollado esas curvas con base en elevaciones históricas de las marcas de la pleamar y métodos numéricos de la hidrodinámica de la plataforma continental.

23.4 Características de los sedimentos de las costas

La mayor parte de los sedimentos de las playas son arena. La dinámica día con día de la zona de oleaje suele garantizar que la mayor parte de los finos, el cieno y las arcillas serán lavados para ser llevados hacia lugares más tranquilos cercanos a la costa. Algunas playas tienen capas de guijarros, grava redondeada o cascajo, grava aplanada.

El tamaño y la composición de las arenas de las playas varía alrededor del mundo e, incluso, a lo largo de riberas adyacentes. En esencia, la playa en cualquier sitio en particular consta de cualquier material suelto del que se disponga. El cuarzo es el mineral más común en las arenas de las playas. Otros constituyentes de la arena incluyen feldespatos y minerales pesados. Algunas playas tienen partes significativas de fragmentos de conchas marinas y, en algunas otras, domina el material de carbonato de coral.

Las arenas de las playas suelen describirse en términos de la distribución del tamaño del grano. El diámetro correspondiente a la mediana, d_{50}, es una medida común del tamaño central de la distribución. El rango de la distribución de los tamaños de la arena, en torno a este mediana, suelen analizarse en términos de una clasificación.

El color de la arena depende principalmente de la composición de los granos. Las playas de arena negra de Hawaii provienen de la lava volcánica. Las arenas blancas del segmento angosto del estado de Florida son de cuarzo que ha desarrollado un color blanco debido a minúsculas abrasiones de la superficie y a la acción de blanqueo del Sol.

23.5 Corrientes cercanas al litoral y transporte de la arena

A medida que la energía de las olas entra a la zona de oleaje, algo de esa energía se transforma en corrientes cercanas a la ribera y se gasta en movi-

miento de la arena. El campo de corrientes cercanas a la ribera está dominado por la energía incidente de las olas y el campo local de vientos. Las corrientes más grandes son las oscilatorias asociadas con las olas. No obstante, varias formas de corrientes medias (corrientes a lo largo de grandes distancias sobre el litoral, corrientes agitadas asociadas con celdas de circulación cercanas al litoral, ascendentes o descendentes asociadas con los vientos) pueden ser importantes para el transporte de arena.

La corriente a lo largo de grandes distancias sobre el litoral es la corriente media, a lo largo del litoral, entre la línea de rompimiento y la playa que es impulsada por un ángulo oblicuo de aproximación de las olas. Las olas proporcionan la potencia para esta corriente media y también suministran la agitación ola por ola para suspender la arena en la corriente. El movimiento resultante de la arena es el **acarreo en el litoral** o **transporte de arena del litoral**. Este proceso se menciona como el *río de arena* que se mueve a lo largo de la costa. Aun cuando el concepto de río de arena es una explicación eficaz y sencilla de gran parte de la influencia de la ingeniería sobre las playas adyacentes, las trayectorias reales del transporte de la arena son más complejas. En particular, esto es cierto cerca de las caletas con grandes bajos de mareas menguantes que influyen en el clima de las olas incidentes.

Incluso en una costa abierta, con contornos del fondo cercano a la costa rectos y paralelos, la dirección del transporte de arena del litoral cambia constantemente, como respuesta a los cambios en la altura, periodo y dirección de las olas incidentes. La llamada **ecuación CERC**, o **método del flujo de energía**, da una estimación muy aproximada de la razón instantánea del transporte de arena del litoral. La razón instantánea puede variar desde nada hasta varios millones de yardas cúbicas por año, en cualquiera de las dos direcciones, durante las tormentas en algunas costas. Las variaciones en la razón instantánea son tan significativas que el 90% del transporte de arena ocurre durante sólo el 10% del tiempo: las tempestades. Incluso cuando se calcula el promedio en el transcurso de un año, la razón neta de transporte de arena puede variar en forma significativa de un año a otro, e incluso puede cambiar de direcciones. La variabilidad diaria en la razón de este tipo de transporte sigue una distribución conjunta log-normal. Ésta se puede usar para simular razones para el diseño de sistemas de desviación de la arena.

El conocimiento de la transferencia a largo plazo de la arena a través de la plataforma continental hacia las playas, o desde éstas, es limitado. Para marcos de referencia de corta duración, se puede modelar el transporte cruzado de la arena en el litoral durante las tormentas para estimar la erosión de la playa y de las dunas, así como la recesión de la ribera, que ocurrirán durante una tormenta de diseño.

Ingeniería de puertos y de dársenas para embarcaciones pequeñas

Un **puerto** es una bahía, caleta, ensenada o entrada del mar o de un lago, o bien, la boca de un río en el que los barcos pueden entrar y quedar a cubierto del viento y de las olas. Un **desembarcadero** es un puerto con instalaciones para que los barcos atraquen, el manejo y almacenamiento de carga y la transferencia de pasajeros entre la tierra y el transporte acuático. Una **dársena para embarcaciones pequeñas** es un puerto de poco calado para naves pequeñas, predominantemente del tipo recreativo. Los puertos de poco calado tienen capacidad para operaciones comerciales o de transporte acuático, o de los dos tipos, así como para botes recreativos de diversos tamaños. La ingeniería de puertos y de dársenas pequeñas se interesa en el diseño de vías acuáticas navegables en los puertos, estructuras protectoras, muelles, así como de las instalaciones para dar servicio a los botes o los barcos.

23.6 Tipos de puertos establecidos y puertos

Los puertos pueden clasificarse como naturales, seminaturales o artificiales; y como puertos de abrigo, militares o comerciales. Los puertos comerciales pueden ser públicos o privados.

Un **puerto natural** es una caleta o área acuática protegida contra las tormentas y las olas por la configuración natural del terreno. Su entrada está formada y localizada de tal manera que facilite la navegación asegurando al mismo tiempo una comparativa calma dentro del puerto. Los puertos naturales se localizan en bahías, estuarios de marea y bocas de ríos. Puertos naturales bien conocidos son New York, San Francisco y Río de Janeiro.

Un **puerto seminatural** puede ser una caleta o un río abrigado en ambas orillas por cabos que requieren protección artificial solamente a la entrada. Próximo a un puerto puramente natural, constituye el sitio más deseable para puerto, permaneciendo igual todo lo demás. Plymouth y Cherbourg aprovechan la ventaja de su ubicación natural para convertirse en puertos bien protegidos al añadirles rompeolas separados en las entradas.

Un **puerto artificial** es uno protegido contra las olas por medio de rompeolas o que se crea por dragado. Buffalo, New York; Matarani, Perú; Hamburgo, Alemania, y El Havre, Francia, son ejemplos de puertos artificiales.

Un **puerto de abrigo** puede usarse solamente como un asilo para los barcos en caso de tormenta o puede formar parte de un puerto comercial. Algunas veces un puerto exterior sirve como fondeadero, mientras que una dársena dentro del rompeolas interior constituye un puerto comercial. Las características esenciales son un buen lugar para fondear y acceso fácil y seguro desde el mar durante cualquier condición meteorológica y estado de la marea. Puertos de abrigo bien conocidos son el de la Bahía de Sandy, cerca de Cape Ann, Massachusetts, y el de la boca de la Bahía de Delaware. Un buen ejemplo de una combinación de puerto de abrigo y puerto comercial existe en Dover, Inglaterra.

Un **puerto militar** o base naval da alojamiento a buques navales y sirve como depósito de suministros. Guantánamo, Cuba; Hampton Roads, Virginia, y Pearl Harbor, Hawaii, son algunas bases navales muy conocidas.

Un **puerto comercial** es aquél en el que los muelles están provistos de las instalaciones necesarias para cargar y descargar. Algunas veces tienen diques secos para reparar barcos. Muchos puertos comerciales son de propiedad privada y son operados por compañías representantes de las industrias del acero, el aluminio, el cobre, el petróleo, el carbón, la madera, los fertilizantes, azúcar, la fruta, productos químicos y otras. En muchos países existen puertos controlados por el gobierno o bajo administración municipal, operados a menudo por autoridades portuarias y suelen ser parte de obras portuarias extensas, como en el caso de New York, Los Angeles y Londres.

Un **puerto** establecido es aquel donde existen instalaciones marinas terminales. Éstas consisten en muelles o desembarcaderos en los que pueden atracarlos mientras cargan barcos o descargan, o suben o bajan pasajeros, cobertizos de tránsito y otras áreas de almacenamiento en donde esos barcos descargan la mercancía que llega, y almacenes en donde pueden almacenarse esas mercancias durante periodos más largos en espera de su distribución o vuelta a embarcar. La terminal debe estar comunicada con ferrocarril, carreteras o conexiones de vías acuáticas tierra adentro. A este respecto, el área de influencia del desembarcadero alcanza una considerable distancia más allá del puerto.

Un **puerto de entrada** es un lugar designado para que los artículos y los viajeros extranjeros se puedan hacer pasar por una aduana.

23.7 Disposición de un puerto

El número y tamaño de los barcos que usa un puerto determinan en gran parte su tamaño, pero las condiciones existentes en el sitio también tienen una influencia importante. Generalmente, a no ser que el puerto sea natural, su tamaño será mantenido lo más pequeño posible por seguridad y para que tengan lugar operaciones razonablemente cómodos. El uso de remolcadores para ayudar a maniobrar los barcos para entrar en muelle también puede influir en el tamaño del puerto.

23.7.1 Dársenas de maniobras

Una **dársena de maniobras** es un área de agua dentro de un puerto o el agrandamiento de un canal para permitir la maniobra de un barco. Cuando se dispone de espacio, el área debe de tener un radio, por lo menos, del doble de la eslora del barco para permitir la maniobra libre o con la ayuda de remolcadores, si lo exigen las condiciones del viento y del agua. Cuando el espacio está limitado, el barco se puede maniobrar a la punta de un muelle o poste de amarra, con o sin el uso de sus cabos. En esos casos, la dársena de maniobras será mucho más pequeña y de forma más triangular o rectangular. El diámetro mínimo debe de ser por lo menos 20% mayor que la eslora del barco más grande que debe maniobrarse.

El área mínima usual de un puerto es el espacio requerido para los muelles más una dársena de maniobras al frente de ellos. En algunas disposiciones, cuando se maniobra un barco espiándolo la punta del muelle o poste de amarra, el puerto puede

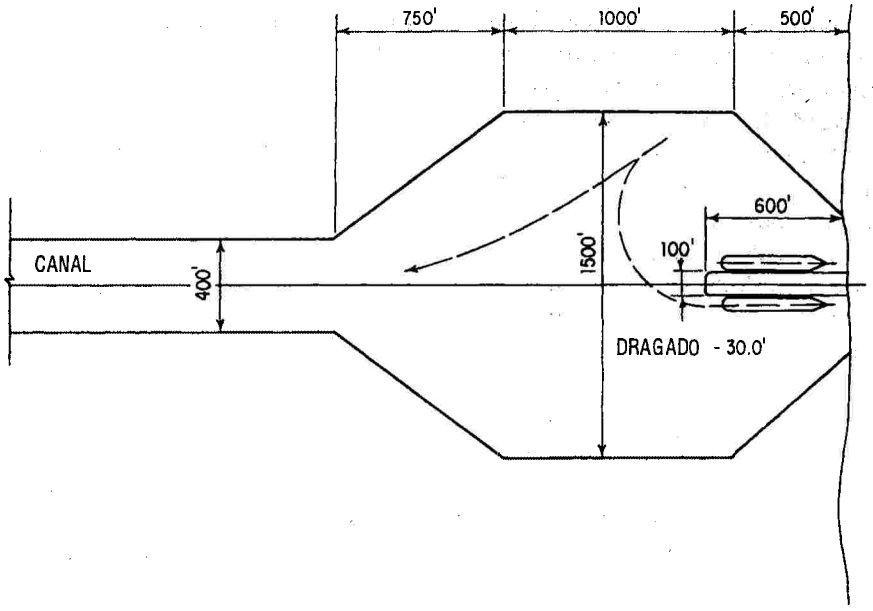


Figura 23.3 Disposición típica de un pequeño puerto artificial.

ser incluso más pequeño. Por ejemplo, un puerto pequeño con un solo muelle y dársena de maniobras y un largo canal de acceso desde el mar abierto (Fig. 23.3) puede alojar dos barcos de 500 ft. Este puerto artificial puede formarse dragando un canal por aguas poco profundas, protegidas por escollos e islas cercanas a la costa y agrandando el extremo cercano a la orilla para proporcionar el área mínima del puerto que satisfaga los requisitos de navegación especificados para el proyecto. Al dejar su amarradero, un barco debe espiarse por sí mismo en tamaño al extremo del muelle de manera que no tenga que dar marcha atrás a través del largo canal de acceso.

Otro tipo de puerto, menos restringido, es casi cuadrado, protegido por dos brazos de rompeolas, con una abertura. El puerto tiene varios muelles y una dársena de maniobras con un área suficiente para inscribir un círculo de manipular con un radio igual a por lo menos el doble de la de la eslora del barco más grande. Éste es el radio más pequeño en el que un barco puede maniobrar cómodamente, en avance continuo, sin la ayuda de un remolcador. En la figura 23.4 se muestra un puerto como éste.

23.7.2 Disposición de los rompeolas

Se requieren los **rompeolas** para la protección de los puertos naturales y seminaturales. Su localización y extensión dependen de la dirección de las olas máximas, de la configuración de línea costera y del tamaño mínimo del puerto requerido para el tráfico anticipado en el desembarcadero. Pueden consistir en dos "brazos" hacia afuera del litoral, más un solo rompeolas más o menos paralelo a la costa, suministrando de este modo dos aberturas hacia el puerto; o bien, el puerto puede estar protegido con un solo brazo hacia afuera la costa. O, de otro modo, el puerto puede estar protegido por dos brazos que convergen cerca de sus extremos mar adentro y que se traslapan para formar una entrada protegida a ese puerto.

La selección de la disposición más apropiada de los rompeolas depende principalmente de la dirección de las olas máximas. La eficacia de la disposición seleccionada para dar tranquilidad al puerto puede verificarse con modelos de prueba. Para lograr un atracamiento cómodo, la altura de las olas no debe de exceder de 2 ft y los vientos no deben ser mayores de 10 a 15 mi/h. Pero se han permitido alturas hasta de 4 ft cuando se está manejando carga a granel y en donde la dirección del viento es tal como para mantener un barco atracado a distancia del muelle. En general, los vientos y la corriente son más molestos al atracar un buque cuando es ligero que se tienen olas relativamente pequeñas del puerto y puede ser necesario usar un remolcador.

Rara vez se encontrará un lugar en donde las olas provengan de una sola dirección. Generalmente, es mejor que un puerto tenga dos aberturas para que los barcos entren desde la dirección de la que provienen las olas y el viento mínimos y salgan hacia la dirección de las olas y el viento máximos. Al dejar el puerto, los barcos usualmente tienen aguas abiertas en las que pueden maniobrar, mientras que al entrar al puerto, de inmediato en un área restringida y deben aproximarse a los muelles a velocidad reducida y con cierta inclinación respecto a su cara.

Puede usarse un solo brazo de rompeolas en donde las olas predominen desde una sola dirección. También puede servir en donde la configuración del litoral reduce la distancia de acción del viento en la dirección opuesta en tal medida que el área de generación de las olas no es suficiente para permitir la formación de olas problemáticas dentro del puerto.

23.7.3 Uso de amarraderos y de fondeaderos

Suele colocarse un **amarradero cercano a la costa** donde no es factible o económico construir un muelle o proveer un puerto protegido. Tal fondeadero consta de varias unidades para fondear, cada una con una o más anclas, cadenas, barras hundidas y boyas a las que el barco sujetará sus amarras. Estos fondeaderos se complementan, con las anclas propias del barco en la mayor parte de los casos. La carga a granel suele transportarse hasta el barco o extraerse de éste por medio de tuberías o un trans-

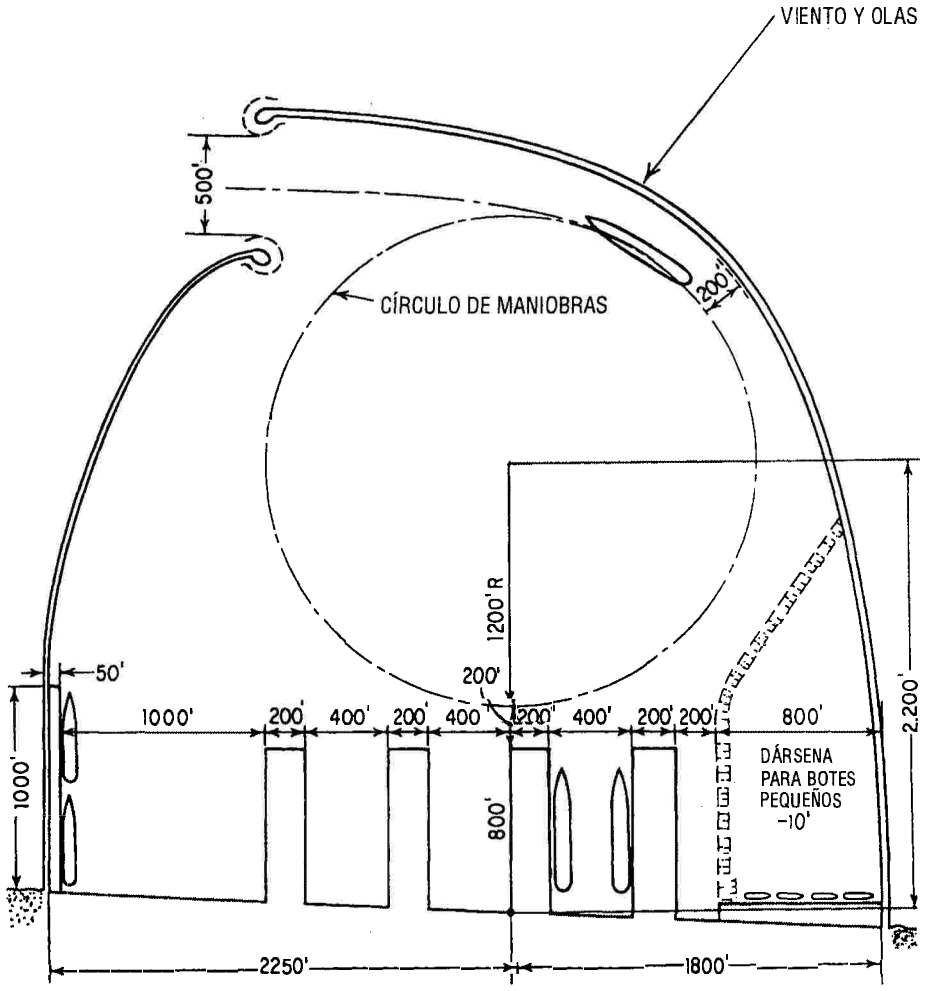


Figura 23.4 Puerto artificial de tamaño medio con dársena de maniobras de tamaño total.

portador de caballetes, mientras que otro tipo de carga puede transferirse por barcazas.

Una **área de fondeo** es un lugar donde los barcos pueden mantenerse para inspección de cuarentena, para esperar espacio para atracar, a veces mientras extrae el lastre para poder admitir carga o para esperar condiciones meteorológicas favorables. Algunas veces se proporcionan fondeaderos especiales para barcos que transportan explosivos o carga peligrosa y suelen designarse de esta manera en los mapas portuarios por su nombre y la profundidad del agua.

23.7.4 Entradas a los puertos

Para reducir la altura de las olas dentro del puerto, las entradas no deben ser más anchas de lo necesario para tener una navegación segura y para evitar las corrientes peligrosas cuando entra y sale la marea. El ancho de la entrada debe de estar en proporción al tamaño del puerto y de los barcos que lo utilizan. En general, los siguientes anchos será satisfactorios: puertos pequeños, 300 ft; puertos medianos, 400 a 500 ft y puertos grandes, 500 a 1000 ft. Cuando la entrada está entre rompeolas con caras inclinadas, el ancho se mide en la profundidad requerida del puerto o el canal debajo de la marea baja. En consecuencia, las entradas serán considerablemente más anchas que lo recomendado al nivel de la marea baja. En tales casos, es aconsejable señalar la profundidad total del puerto en la entrada con boyas, colocándose una o más a cada lado de la entrada del canal.

La entrada debe de estar si es posible del lado de sotavento del puerto. Si la entrada debe localizarse del lado de barlovento, los rompeolas deben traslaparse de manera que los buques pueden pasar por la entrada restringida y tengan la libertad de girar con el viento antes de ser golpeados en el costado por las olas. También el interior del puerto se protegerá contra las olas.

Cuando la entrada a un puerto no está obstruida, las olas de tormenta provenientes del mar pasan por la abertura hacia el puerto. A menos que sean reflejadas por una superficie vertical, disminuirán gradualmente en altura conforme se alejan de la entrada y el puerto se ensancha en relación con el ancho de esa entrada. Las pruebas con modelos darán una indicación de las condiciones del oleaje y son esenciales para el estudio de diversas disposiciones de los rompeolas para los puertos importantes.

En los puertos navegables sólo en la pleamar, donde existen fuertes corrientes, la entrada debe ser suficiente para evitar que la velocidad de la corriente a través de la entrada en la marea menguante sea mayor de 4 ft/s; de otra manera, puede afectar la navegación de los barcos y crear socavación en la base de los rompeolas adyacentes.

Si las olas pasan por una entrada y golpean sobre una cara vertical del lado opuesto del puerto, se reflejarán. El resultado es un aumento en la altura de las olas dentro del puerto. Esta situación puede corregirse construyendo playas para absorber el oleaje, taludes planos de material rocoso o granular, enfrente de la superficie vertical. Sin embargo, cuando la superficie vertical es un muelle o muro de contención usado para atracadero de barcos, es imposible usar una playa. En donde las condiciones permitan el uso de una estructura hueca, se puede perforar o ranurar la pared vertical exterior y la energía de las olas será absorbida en la cámara en la parte posterior del muro. Puede recurrirse a otros medios, como la instalación de muros cortos deflectores de las olas o trampas para éstas a lo largo del canal de aproximación al muelle.

23.7.5 Profundidad del canal

El puerto y el canal de acceso, para tener condiciones ideales de operación, deben de tener una profundidad suficiente para permitir la navegación con la marea baja más baja cuando los barcos estén completamente cargados. Esta profundidad debe incluir una tolerancia por el oleaje del barco, que tenga aproximadamente la mitad de la altura de la ola, el exceso de balanceo o asentamiento de la popa cuando está en movimiento, y de 2 a 4 ft de espacio libre debajo de la quilla; usándose el valor más grande cuando el fondo es de material duro, como roca. Cuando exista un fondo lodoso muy suave, a veces una quilla puede tocar el fondo debido al oleaje del barco y del asentamiento de popa sin que se produzcan daños al barco, pero sería desastroso que con su peso completamente cargado golpeara contra un fondo rocoso. En consecuencia, deben considerarse espacios libres mayores al calcular la profundidad cuando el fondo es duro. Asimismo, el puerto y el canal de acceso deben dragarse cuidadosamente para garantizar que no existen obstruc-

ciones, como arrecifes o cumbres rocosas, pedruzcos o barcos hundidos, arriba de la profundidad requerida para una navegación segura.

En ciertos puertos, algunos barcos llegan o salen al subir la marea; pero con la construcción de buques-tanques enormes, con más de 300 000 toneladas cortas de peso muerto y un calado de más de 80 ft, se crea una necesidad de puertos más profundos. De otra forma, la carga tiene que ser transferida a buques tanques más chicos o bombearse a través de tuberías submarinas desde fondeaderos cercanos a la costa.

Las mareas tienen una influencia significativa en la profundidad de los puertos. En la tabla 23.4 se dan los rangos de las mareas, en ft, en los principales puertos del mundo. Se notará que el rango de las mareas a lo largo de las costas de Estados Unidos, rara vez exceden de 10 ft y, en consecuencia, los puertos se dragan para proporcionar la profundidad requerida para la navegación con la marea más baja. La situación es diferente en las Islas Británicas y en la costa occidental de Europa, en donde el puerto de Liverpool, Inglaterra, tiene un rango de mareas vivas de 27 ft; Londres, Inglaterra, de 20 ft; Calais, Francia, 20 ft, y otros tienen variaciones aún mayores. En la mayor parte de los casos estas fluctuaciones en el nivel del mar han conducido al uso de diques flotantes en todas las etapas de la marea. Estos sistemas de muelles requieren de esclusas de entrada con compuertas masivas, puentes pesados basculantes u oscilantes y la maquinaria para hacerlos operar, equipo de bombeo y otros accesorios. Puesto que todo esto conduce a un gran costo, así como a un gasto continuo de operación y mantenimiento, surge la pregunta respecto al rango límite para el trabajo con mareas naturales de los puertos, sin recurrir a diques encerrados. En general, entre 10 y 15 ft se considera el punto de división.

23.7.6 Ancho del canal

El ancho de un canal se puede medir entre las bases de los taludes que lo limitan o a la profundidad de diseño.

El ancho nominal mínimo que se requiere para un canal depende de muchos factores; los más importantes son los siguientes:

1. La manga máxima de los barcos que lo recorren
2. La eslora y la capacidad de maniobra del buque más largo
3. La exactitud y la confiabilidad de las ayudas de navegación
4. La velocidad, el volumen y la naturaleza del tráfico
5. La naturaleza, la intensidad y la variación de las corrientes a lo largo del canal
6. La habilidad y experiencia de los timoneles y pilotos
7. La profundidad y curvatura del canal
8. Si deben pasar los barcos uno junto a otro

No se han establecido anchuras estándares para los canales debido al conocimiento insuficiente de la influencia de estos factores al determinar un ancho mínimo de diseño. Sin embargo, en 1978, la Permanent International Association of Navigation Congress (Asociación Internacional Permanente del Congreso de Navegación) recomendó que, en condiciones ideales, el ancho nominal de un canal de un sentido deberá ser por lo menos cinco veces la manga del barco más grande que se espera lo use. En una curva, este ancho se debe de incrementar en $L^2/8R$, para tomar en cuenta el efecto en el ancho del curso del barco debido a su eslora L y el radio R de la curva. En una curva, el ancho se debe de incrementar más para considerar las dificultades en la maniobra. Si es necesario que los buques pasen uno junto a otro en un canal de un sentido, el ancho nominal de un canal debe de ser por lo menos 12 veces la manga más grande (ancho del barco). En un canal de dos sentidos, el ancho debe ser el adecuado para dar lugar a una distancia entre los barcos que pasan uno junto al otro de por lo menos el doble de la manga del buque más grande. Si es necesario, estos anchos mínimos recomendados deben incrementarse para tomar en cuenta los efectos de los vientos y las corrientes encontradas cruzadas.

23.7.7 Alineación de los canales

Básicamente, un canal debe de dar una trayectoria para que un barco pase por la entrada del puerto directamente hasta un atracadero sin que se requieran maniobras difíciles y que ese barco quede sujeto a olas altas o corrientes cruzadas fuertes. Si el canal debe ser curvo, el radio de las curvas debe de ser por lo menos cinco veces la eslora del barco más grande que se espera pase por el canal.

Se deben de usar tangentes rectas entre curvas sucesivas (deben de evitarse las curvas *S*). La longitud de las tangentes debe de ser por lo menos de 10 veces la eslora del barco más grande.

En un estrecho de mar, de preferencia el canal debe de coincidir con los pasos más profundos de aquél y tener las menos curvas posibles. La distancia de visión debe ser por lo menos 0.5 mi.

23.7.8 Estructuras del desembarcadero

Una terminal marina es parte de un desembarcadero o puerto que proporciona instalaciones para atracar, para manejar y carga y para almacenar ésta. Se le llama *termminal de pasajeros* cuando sólo embarcan y desembarcan viajeros con su equipaje y diversa carga pequeña, generalmente de buques destinados al transporte de pasajeros. Cuando el tráfico es principalmente de carga transportada por cargueros, aunque muchos de estos barcos también pueden transportar unos cuantos pasajeros, se conoce como *terminal de carga*. En muchos casos, cuando se almacenan y manejan productos como el petróleo, el cemento y granos, se le conoce como *terminal de cargamento a granel*.

Las instalaciones para atracar pueden consistir en un solo desembarcadero o bien hasta 1000 desembarcaderos. El número de atracaderos depende del número anticipado de barcos que vayan a usar el desembarcadero y el tiempo que les tome descargar y subir a bordo carga o pasajeros. Esto variará para diferentes clases de carga, pero normalmente un buque no estará en puerto más de 48 horas. Muchos cargueros a granel se cargan en 24 horas o menos.

Los descargaderos y muelles deben de ubicarse en la parte más protegida del puerto o a lo largo del lado de sotavento de los rompeolas. En donde sea posible, los muelles deben de estar orientados de manera que puedan tener los barcos al costado con la proa casi en dirección del viento y de las olas como se pueda. Esto es particularmente importante si el puerto no está bien protegido.

Las instalaciones de una terminal marina, en tierra según el tamaño del puerto y del servicio que presta, pueden contar con uno o más de los siguientes:

Los **cobertizos de tránsito** se localizan inmediatamente atrás de la superficie de descarga de un muelle o descargadero. Su función es almacenar, por un corto periodo, carga que espera ser embarcada o distribuida después que ha sido descargada de los barcos.

Los **almacenes** pueden reemplazar los cobertizos de tránsito en algunas terminales marinas. Pero cuando se usan para complementar cobertizos, los almacenes se localizan normalmente en el interior y no en la estructura del muelle.

El **almacenamiento a granel** puede hacerse en pilas abiertas sobre túneles transportadores los cuales pueden estar cubiertos con cobertizos cuando se necesita protegerlos de los elementos; en depósitos y silos o elevadores (para almacenamiento de granos), o en tanques de almacenamiento (para líquidos). Éstos deben colocarse tan cerca de la ribera como sea posible y, algunas veces, directamente a lo largo del desembarcadero o muelle para posibilitar la carga directa en las bodegas del barco.

Un **edificio terminal** aloja al personal de administración del puerto y al de aduana, si no existe una aduana por separado. El edificio terminal debe estar localizado en un lugar destacado y conveniente respecto de los muelles.

Las **casetas de vigilancia** se localizan en puntos estratégicos en el área del puerto, como en los puestos de entrada de carreteras y ferrocarriles, la entrada a los muelles o áreas terminales y el almacenamiento en depósito, etcétera.

Las **bodegas de estibadores** albergan el equipo para el manejo de carga, los baños y otras instalaciones para los estibadores.

Los **edificios y estructuras diversos** incluyen una estación de bomberos y el equipo para combatir incendios, plantas generadoras, estacionamiento para vehículos, talleres de reparación, diques secos, ferrocarriles de puerto, muelles de pescadores y dársenas para yates.

(P. Brunn, *Port Engineering*, 4a. ed., Gulf Publishing Company, Houston, Tex.)

23.8 Levantamientos hidrográficos y topográficos

Después de que se han completado los trazados preliminares y antes que se comience el diseño final, en la mayor parte de los casos es necesario obtener información adicional del sitio.

Si no se cuenta ya con él, se debe de realizar un **levantamiento hidrográfico** para determinar

las cotas del fondo de la masa de agua y se debe de extender sobre un área algo mayor que el canal y puerto propuestos. Además, en el levantamiento se debe de localizar la línea de la costa, en la marea baja y en la alta, del mismo modo que todas las estructuras u obstrucciones dentro del agua y a lo largo del litoral, como barcos hundidos, arrecifes o rocas grandes.

La determinación del relieve del fondo de la masa de agua se hace por sondeos o mediante el uso de una sonda acústica diseñada para levantamientos hidrográficos. En el National Ocean Survey (Levantamiento oceánico nacional) se está aplicando este último método y, en gran parte, ha desplazado los sondeos con sondaleza. Una sonda acústica o instrumento registrador de la profundidad suele montarse en un bote de motor, el cual se mantiene en curso sobre líneas de alcance establecido, o bien, se sigue su ubicación mediante el empleo de un sistema electrónico posicionador a medida que en la carta se registra un perfil natural del fondo. Cuando lo maneja personal con experiencia y se ajusta y calibra de manera apropiada diariamente, la sonda acústica es superior a los sondeos con sondaleza, tanto en exactitud como en la velocidad con la que se puede realizar un levantamiento.

Las profundidades de los sondeos se refieren al nivel del agua en el momento en que se hacen y, con posterioridad, se corrigen para referirlos al nivel del agua del plano de referencia, con el empleo de mareómetros o tablas de mareas. Por lo tanto, es importante mantener un registro de la hora y el día en que se hacen los sondeos y tener un mareómetro o medidor del nivel del agua concurrentes que operen en la vecindad inmediata.

Los sondeos se deben de hacer a intervalos de más o menos 25 ft, a lo largo de líneas separadas de 50 a 100 ft, dependiendo de la irregularidad del fondo. Es posible que se necesite un espaciamiento menor en donde se requiera mayor detalle con el fin de determinar cambios bruscos en el perfil del fondo o delinear las obstrucciones.

Las gráficas de los sondeos suelen trazarse, por lo común con relación al plano de referencia de la marea baja, en un dibujo (mapa hidrográfico) en el que deben de aparecer el plano de referencia, las líneas de las mareas altas y bajas, las curvas de nivel de profundidades iguales interpoladas con base en los sondeos y las características principales de la tierra firme y el agua. Las profundidades de las curvas de nivel pueden expresarse en ft, metros o brazas, aun cuando estas últimas no se usan en general para hacer los estudios y trazados del puerto y las terminales marinas. Puesto que el fondo del mar suele ser menos escarpado y las pendientes más suaves y uniformes que las que se encuentran en tierra firme, la escala del mapa hidrográfico puede ser un poco menor que aquélla que normalmente se usaría para trazar la topografía de esa tierra firme. A menos que el área del puerto sea muy grande, una escala de 1 in = 200 ft o 1:2000 en una escala proporcional es satisfactoria. Resulta deseable tener toda la hidrografía en una hoja, debido a que esto da una mejor imagen global del puerto. En general, la escala debe de ser suficientemente grande de modo que no se tengan más de 10 curvas de nivel, en intervalos de 2 ft, dentro de 1 in.

Si se requiere dragar un puerto o canal, suele medirse el material, en lugar de determinar la cantidad que debe pagarse. Para determinar esta cantidad, se realizan sondeos en secciones fijas, antes y después de dragar, y se determinan los cambios en las secciones transversales mediante el cálculo o con un planímetro. Suele especificarse que el pago se hará por el material extraído hasta un máximo de 2 ft por debajo del fondo dragado que se requiere, pero debe extraerse todo el material hasta por lo menos la profundidad mínima especificada.

Se debe de realizar un **levantamiento topográfico** del área de la terminal marina, para obtener las curvas de nivel del terreno a intervalos de 2 a 5 ft. Se usa el valor más grande en donde el terreno es escabroso y en áreas en donde debe de haber poca construcción de importancia o ninguna. En áreas de edificaciones, las cotas en centros a 25 ft, en dos direcciones, con cotas adicionales en los cambios abruptos, proporcionan información satisfactoria. En donde existe una cubierta densa del terreno, el método de los perfiles cruzados es el más apropiado. Los perfiles se pueden obtener con nivel y longímetro o con estadia en centros a más o menos 100 ft, limpiando las trayectorias para contar con una línea de visión sin obstrucciones. Se debe de examinar el terreno entre los perfiles de 100 ft, tanto como se pueda, y estimarse y anotarse las irregularidades prominentes en el nivel del mismo, de modo que puedan estimarse las curvas de nivel, que se interpolan con base en las cotas a lo largo de los perfiles, para las áreas entre ellos.

En los mapas topográficos, además de mostrarse las curvas de nivel del terreno, deben de ubicarse todos los barrenos y pozos de sondeo, los edificios,

los servicios y cualesquiera señales prominentes. En general, las curvas de nivel se refieren al plano de referencia de la marea alta. La escala del mapa debe de ser tal que las curvas de nivel no se agrupen en más de 30 en una pulgada. En donde se tengan muchos detalles, la escala debe de ser 1 in = 100 ft o 1:1000 o menos, pero para los mapas de escala pequeña se puede usar 1 in = 1000 ft o 1:10 000 o más.

(H. Agerschou y otros, *Planning and Design of Ports and Marine Terminals*, John Wiley & Sons, Inc. New York; J. B. Gerbich, *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Gulf Publishing Company, Houston, Tex.; A. D. F. Quinn, *Design and Construction of Ports and Marine Structures*, McGraw-Hill Publishing Company, New York.)

23.9 Características de los barcos

La eslora, manga y el calado de los barcos que usarán un desembarcadero tienen una relación directa sobre el diseño del canal de acceso, el puerto y las instalaciones de la terminal marina. Las últimas también son afectadas por el tipo de buque, su área al viento y su capacidad o tonelaje. El **calado** de un barco, expresado con relación a su desplazamiento de agua como con carga o sin ella, es la profundidad de la quilla por debajo del nivel de agua para la condición particular de carga.

Tonelaje de desplazamiento es el peso real del buque, o el peso del agua desplazada cuando está a flote, y puede ser "con carga" o "sin carga". El **desplazamiento con carga** es el peso, en toneladas métricas, del barco y su contenido, cuando está plenamente cargado con la carga hasta la marca de Plimsoll, o línea de flotación con carga, pintada en el casco del propio barco (1 tonelada métrica = 2205 lb). La **marca de Plimsoll**, usada en los barcos británicos, y la **línea de flotación con carga**, por lo común usada en los barcos de Estados Unidos, designan la profundidad hasta la que, de acuerdo con las leyes marítimas, puede cargarse un barco en diferentes masas de agua, durante las diversas estaciones del año. El **desplazamiento sin carga** es el peso, en toneladas métricas, del barco sin cargamento, combustible ni provisiones.

Tonelaje de peso muerto es la capacidad de carga de un barco, en toneladas métricas, y la diferencia entre el desplazamiento sin carga y el desplazamiento con ella hasta la marca de Plimsoll o la línea de flotación. Es el peso del cargamento, combustible y provisiones que lleva un barco cuando está cargado hasta la línea de flotación, distinguiéndose de cargado hasta la capacidad de espacio. Este tonelaje varía con la latitud y la estación del año. También depende de la salinidad del agua debida al efecto de la temperatura y la salinidad sobre la densidad y el empuje del agua en la que el buque está operando. Amenos que se indique lo contrario, el tonelaje de peso muerto es la media del peso muerto tropical, de verano y de invierno. El tonelaje de peso muerto se indica por peso y el tonelaje bruto por medida de volumen; ambos indican capacidad de carga.

Los barcos se registran con el tonelaje bruto o neto en unidades de 100 ft^3. El **tonelaje bruto** es la capacidad cúbica interna completa de un barco y el **tonelaje neto** es el tonelaje bruto menos el espacio destinado a la tripulación, la maquinaria, la sala de máquinas y el combustible.

El **tonelaje de carga o de flete**, una expresión comercial, es la base del flete. Este tonelaje se puede medir en peso o en volumen. Cuando 40 ft^3 pesa 1 ton o menos, la tonelada de flete (2205 lb) es de 40 ft^3. No obstante, si el cargamento pesa más de 1 ton/40 ft^3, el tonelaje de flete es el peso real del cargamento. La mayor parte del flete marítimo se acepta con base en peso o en volumen, como opción de la compañía transportadora. Por lo común, cualquiera de los dos tipos de medida da lugar a los máximos controles del beneficio. Por ejemplo, si la tarifa es de 1 dólar /ft^3, o sea, 2 dólares/100 lb, 1 ton de flete en peso costaría 44.10 dólares y 1 ton en media (40 ft^3) costaría 40 dólares. Sin embargo, si el paquete midiera 40 ft^3 y sólo pesara ½ ton, la carga por media todavía sería de 40 dólares, aun cuando en peso sólo equivaldría a 22.05 dólares.

Un buque de altura común que pueda transportar un peso muerto nominal de 8000 ton de cargamento, combustible y provisiones tendrá un desplazamiento de más o menos 11 500 ton, uno bruto de alrededor de 5200 ton y un neto de poco más o menos 3200 ton.

Lastre es el peso que se agrega a la bodega o los compartimentos de lastre de un barco para incrementar su calado después de que se ha bajado su cargamento y mejorar su estabilidad. Suele consistir en agua y se expresa en toneladas largas. En un buque tanque trasatlántico, un lastre de agua de

mar reemplaza una cierta cantidad de petróleo, cuando el buque se descarga, en tanto que un buque para cargamento seco o para pasajeros tiene compartimentos separados para el lastre.

23.10 Tipos de estructuras de amarre para los barcos

Las instalaciones para amarre de los barcos son los elementos principales de los puertos establecidos y los puertos en general. Estas instalaciones incluyen los muelles, los embarcaderos, los muros de contención, los atracaderos, los norayes, los amarraderos fijos y los amarrazones en posiciones fijas para sujetar los cabos de amarre de un barco. Los accesorios para estas instalaciones incluyen defensas para la absorción del impacto del barco durante su amarre o salida, puentes de caballetes, andenes, bitas, bolardos, cornamusas, cornamusas de guía, garfios y cabrestantes.

Un **muelle**, en general, es una estructura marina para amarrar los buques, cargar y descargar estos o embarcar y desembarcar pasajeros. A menudo a los atracaderos, los embarcaderos, los muros de contención y, en Europa, a los malecones y los muros de muelle, se les llama muelles. También en Europa, donde se tienen grandes variaciones en el nivel de las mareas, un muelle se considera comúnmente un dique artificial para los buques y se le conoce como **dique flotante**. Cuando el agua se bombea para extraerla, se denomina **dique seco**.

Un **embarcadero** es un muelle que corre paralelo a la costa. En general, está contiguo a la costa, pero no necesariamente puede ser así. Un **muro de contención** o **muro de muelle**, aun cuando similar a un embarcadero, y a menudo se le da ese nombre, está respaldado por terreno; el nombre proviene de la naturaleza propia del terreno de sostén o apoyo que está detrás de él.

En muchos lugares, en donde se van a construir plantas industriales adyacentes al transporte acuático, el terreno es bajo y cenagoso; por lo tanto, es necesario rellenarlo. Con frecuencia se obtiene el relleno por el dragado de las vías acuáticas adyacentes, creando un canal o puerto navegable a lo largo de la propiedad. Para retener el terreno construido, el cual ahora tendrá una elevación mucho mayor a lo largo de la vía acuática, suele instalarse un muro de contención. Este muro, o parte de su longitud, se puede usar como un embarcadero para atracar buques, si se añaden accesorios para el amarre, pavimentación e instalaciones para el manejo y el almacenamiento de los cargamentos. Entonces se le conoce como **embarcadero de muro de contención**.

Un **atracadero** es un muelle que sale hacia el agua. A veces se le menciona como **malecón**. Cuando se le construye en combinación con un rompeolas, se le denomina **atracadero rompeolas**. A diferencia de un embarcadero, que se puede usar para atracar sólo en uno de sus costados, los barcos pueden usar un atracadero en ambos costados. Pero se tienen casos en donde sólo se usa uno de los costados, debido a las condiciones físicas del sitio o a la falta de necesidad para contar con espacio adicional para atracar.

Un atracadero puede estar más o menos paralelo a la costa y conectarse con ella por medio de un malecón o un puente de caballetes, por lo general formando ángulos rectos con el atracadero. En este caso, es común mencionar el atracadero como **en T** o **en forma de L**, dependiendo de si el acceso está en el centro o en el extremo.

Los **norayes** son estructuras marinas para amarrar barcos. Comúnmente se usan en combinación con los atracaderos y los embarcaderos para acortar la longitud de estas estructuras. Estos postes de amarre constituyen una parte principal del tipo de instalación de amarradero fijo que se usa extensamente en las instalaciones de carga y descarga de material a granel. También se usan para amarrar barcos y para transferir cargamentos entre barcos amarrados a lo largo de los dos costados de estos postes. Existen dos tipos de norayes: de banda y de amarre.

Los *norayes de banda*, que suelen ser los más grandes de los dos tipos, están diseñados para absorber el impacto de un barco al atracar y para sostener éste contra un viento de costado. Por lo tanto, cuentan con defensas para absorber el impacto y para evitar que el noray y el barco reciban daños. Estos norayes de banda suelen tener bolardos o postes de amarre para recibir los cabos de amarre del barco, en particular los cabos para mover éste a lo largo del muelle o para sostenerlo contra la corriente. Estos cabos no son muy eficaces en una dirección normal al muelle, en particular cuando el barco es ligero.

Para sostener un barco contra un viento de costado que sopla en una dirección que lo aleja del

muelle, debe contarse con norayes adicionales, cerca de la proa y de la popa, a cierta distancia detrás del costado del muelle. Éstos se conocen como *norayes de amarre*. No están diseñados para recibir el impacto del barco, ya que están alejados del costado del muelle, en donde no serán golpeados. Si se van a usar dos norayes de amarre, deben de ubicarse a más o menos 45° de la proa y de la popa y dejar que los cabos sean de no menos de 200 ft de largo ni de más de 400 ft. Los barcos más grandes pueden requerir dos norayes adicionales, hacia proa y hacia popa. Estos norayes suelen colocarse de modo que los cabos de amarre queden normales al muelle, lo que los hace más eficaces para sostener el barco contra un viento hacia afuera de la costa. Estos norayes cuentan con bolardos o postes y con cabrestantes, si se van a manejar cabos pesados. Por lo general, la tracción máxima no debe ser mayor de 50 tons en un solo cabo, o de 100 tons sobre un solo bolardo, si se usan dos cabos.

Un **amarradero fijo** es una estructura marina que consta de norayes para asegurar un barco y una plataforma para soportar el equipo de manejo de carga. La plataforma suele colocarse de 5 a 10 ft hacia atrás del costado de los postes, de modo que el barco no entre en contacto con ella. Por lo tanto, la plataforma no tiene que diseñarse para absorber el impacto del barco al atracar.

Los **amarraderos cercanos a la costa para barcos** constan de amarrazones colocados en posiciones fijas para que se sujeten los cabos de un barco. Cada unidad de amarrazón consta de una o más anclas con cadena, poste hundido y boya, a los cuales se sujeta el cabo del barco. Estas unidades de amarre suelen ubicarse de modo que reciban los cabos de proa y de popa y, si el barco es grande, una o más cabos de banda. Para algunos amarres, en donde el viento sopla en una dirección, el barco puede usar su propia ancla de proa y se puede omitir el amarrazón de ese extremo.

(P. Brunn, *Port Engineering*, Gulf Publishing Company, Houston, Tex.)

23.11 Diseño de muelles y anexos para el amarre de barcos

Los embarcaderos, atracaderos, muros de contención y amarraderos fijos en general caen en dos amplias clasificaciones: muelles de construcción abierta con sus cubiertas soportadas por pilotes o cilindros, y muelles de construcción cerrada o maciza, como las celdas de tablestacas, muros de contención, encofrados, cajones neumáticos y muros de gravedad (de muelle).

Los muelles de construcción abierta se pueden subdividir todavía más en de cubiertas de nivel alto y plataformas del tipo de descarga. En estas últimas, la losa estructural principal está debajo de la cubierta acabada y el espacio intermedio se rellena para dar un peso adicional con fines de estabilidad (Fig. 23.5). Las cubiertas de nivel alto suelen tener una losa maciza de cubierta. Pero para los atracaderos petroleros, la losa puede ser de construcción de armazón y omitirse en la vía de las tuberías (Fig. 23.6).

23.11.1 Construcción del tipo abierto

La cubierta puede ser de madera, por lo general creosotada, o bien, o de concreto reforzado o de una combinación de concreto y acero o madera. Las losas y vigas precoladas o presforzadas también han probado ser una forma económica de construcción.

La cubierta se puede apoyar sobre pilotes, que pueden ser de madera (por lo común creosotada), de acero (sección H o tubo), o sobre unos grandes cilindros o cajones neumáticos, que pueden ser de acero o de concreto reforzado. Se han usado pilotes y cilindros de concreto presforzado, en particular en aguas profundas y en donde las condiciones del fondo blando requirieron apoyos muy largos de cimentación. El presforzado simplifica el manejo de pilotes largos y reduce el agrietamiento porque se produce suficiente precompresión como para vencer los esfuerzos flexionantes de tensión o para reducirlos hasta un valor que no hará que el concreto se agriete.

23.11.2 Construcción de muelles del tipo macizo

A menudo se usan compartimientos estancos de tablestacas de acero en donde la profundidad del agua no sea mayor de 50 ft y las condiciones del fondo sean apropiadas para el apoyo de estructuras del tipo de gravedad. Con el fin de lograr estabilidad, las celdas suelen llenarse con roca o grava. En gene-

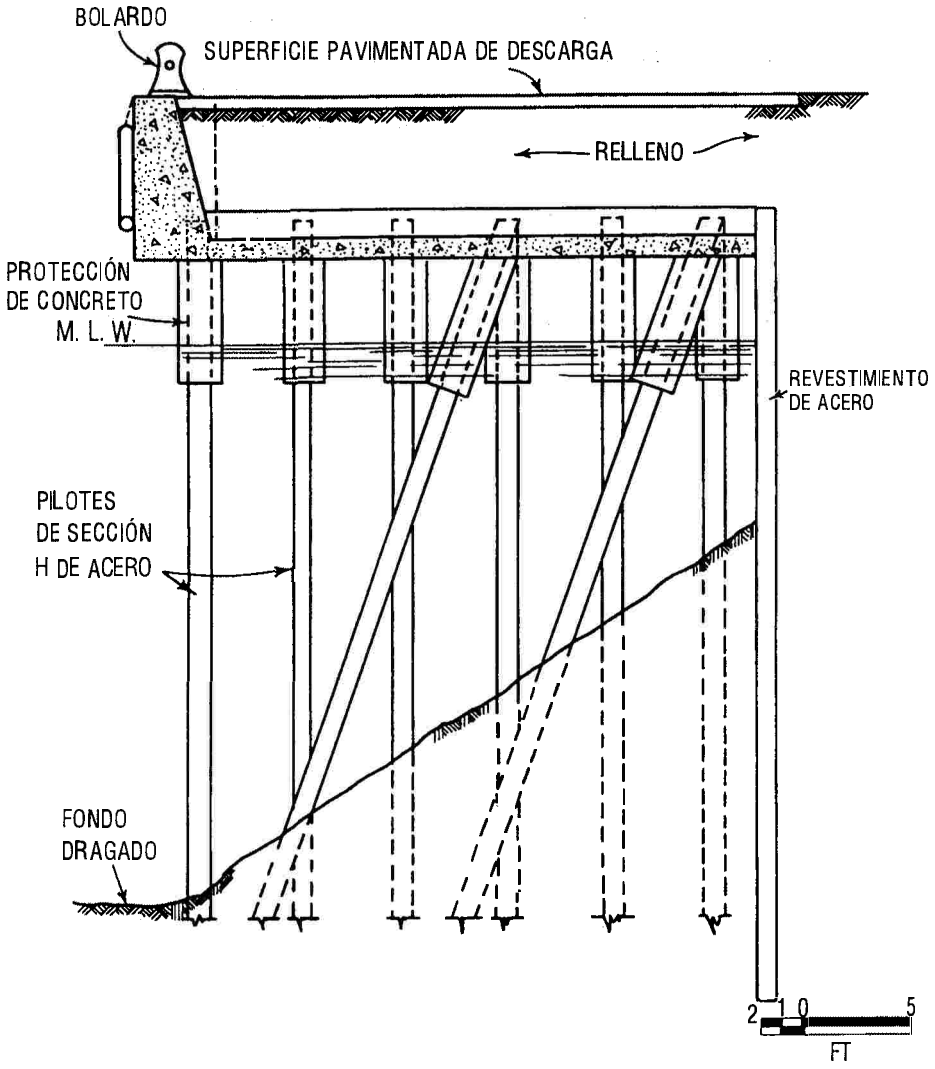


Figura 23.5 Embarcadero del tipo de plataforma de descarga. (M.L.W. = marea baja media.)

ral, las celdas se rematan con una losa de concreto y un muro de contención arriba del nivel del agua (Fig. 23.7). En las celdas se utilizan pilotes de acero de alma plana, los cuales actúan en tensión para retener el relleno del interior, formando de esta manera un muro a gravedad con peso y resistencia al corte suficientes como para resistir el volcamiento y el deslizamiento en la base. Las celdas pueden tener formar circular o pueden tener extremos circulares y muros rectos.

Los **muros de contención de tablestacas** se pueden construir de tablestacas de madera, de acero o de concreto. Las tablestacas se pueden sostener mediante tirantes sujetos a un muro o pilotes de anclaje colocados a una distancia segura hacia atrás del frente del muro de contención (Fig. 23.8). En las instalaciones a poca profundidad y en donde el fondo tiene un buen valor de apoyo, las tablestacas se pueden hincar hasta una profundidad suficiente como para actuar como una viga en voladizo sin apoyo adicional.

Los **compartimientos estancos** se usan mucho para la construcción de desembarcaderos o muros de muelle, especialmente en Europa. Los compartimientos estancos pueden tener cajas abiertas y aristas cortantes de modo que se puedan hundir por debajo del fondo dragado para obtener un apoyo firme, o bien, pueden tener un fondo cerrado (Fig. 23.9). Cuando tienen un fondo cerrado, se bajan sobre una cimentación preparada que suele consis-

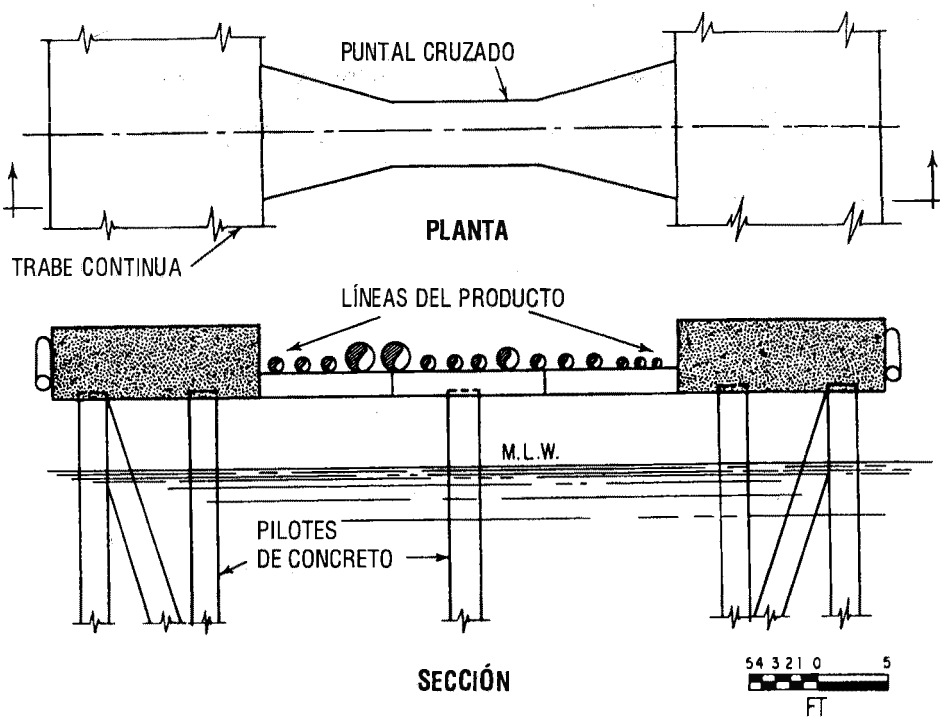


Figura 23.6 Atracadero petrolero con armazón. (M.L.W. = marea baja media.)

tir en un lecho o capa niveladora de grava o de piedra triturada.

Los **muros de muelle a gravedad** suelen construirse con bloques precolados pesados de concreto. (Este tipo de construcción rara vez se usa en Estados Unidos.) Cada bloque de concreto puede pesar desde 50 hasta 200 tons y se colocan de modo de dar al muro una ligera inclinación hacia atrás. La capa de bloques que queda abajo suele tenderse sobre una base de piedra bruta y, en la parte posterior del muro, se coloca un relleno de rocas para reducir la presión lateral del terreno. Arriba del nivel de la marea baja, el muro o parapeto suele construirse de concreto colado in situ.

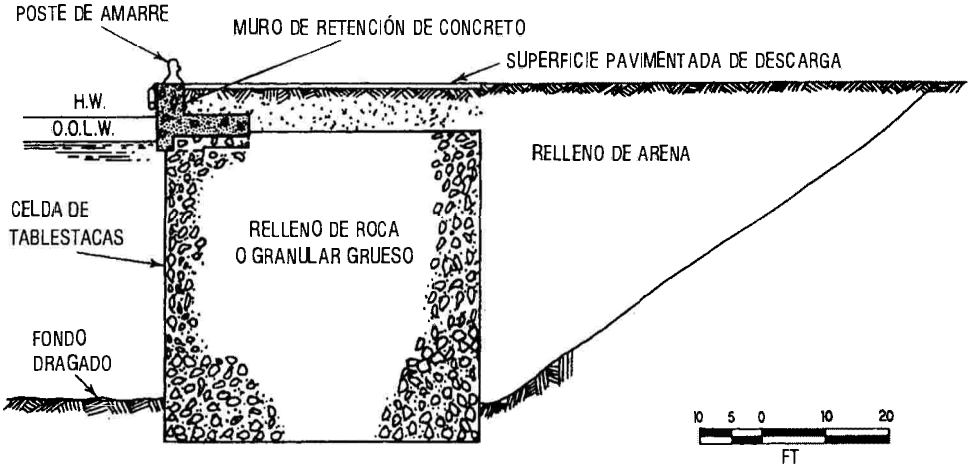


Figura 23.7 Embarcadero del tipo macizo, con muro de contención, compuesto de celdas de tablestacas de acero, rellenas de roca. (H.W. = marea alta, L.W. = marea baja.)

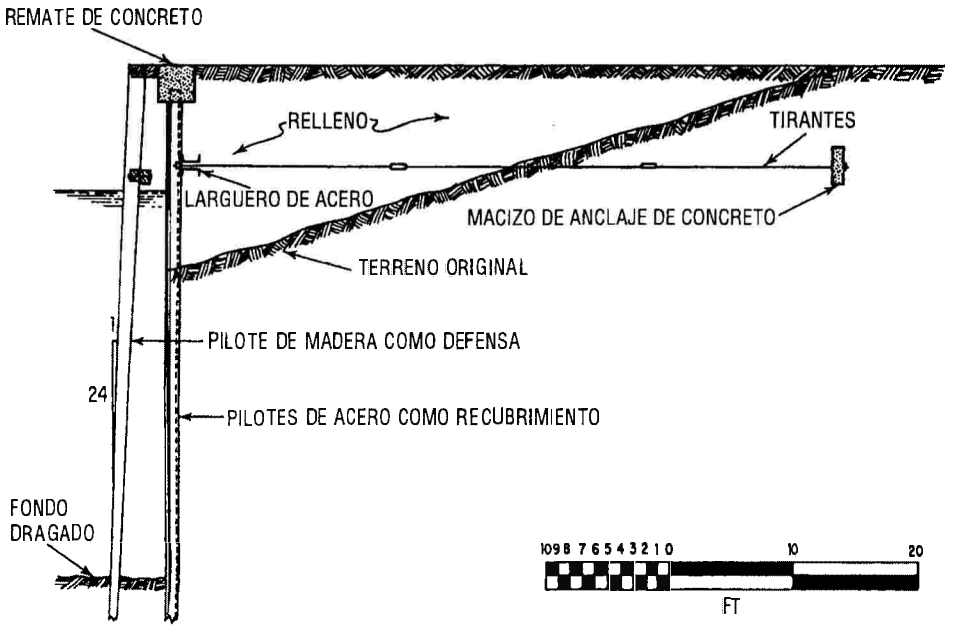


Figura 23.8 Muro de contención de tablestacas soportado por tirantes y un muro de anclaje.

23.11.3 Muelles para terminales de carga en general

En las figuras 23.10 y 23.11 se dan las dimensiones para los atracaderos y el espacio entre éstos, para atracar dos y cuatro buques, respectivamente. El espacio entre atracaderos para cuatro buques debe ser lo suficientemente ancho como para maniobrar un barco con la ayuda de un remolcador hacia adentro y hacia afuera del atracadero interior que se encuentra entre los buques amarrados en los atracaderos exteriores.

En la figura 23.12 se muestran las dimensiones para un embarcadero. El área de cada cobertizo de

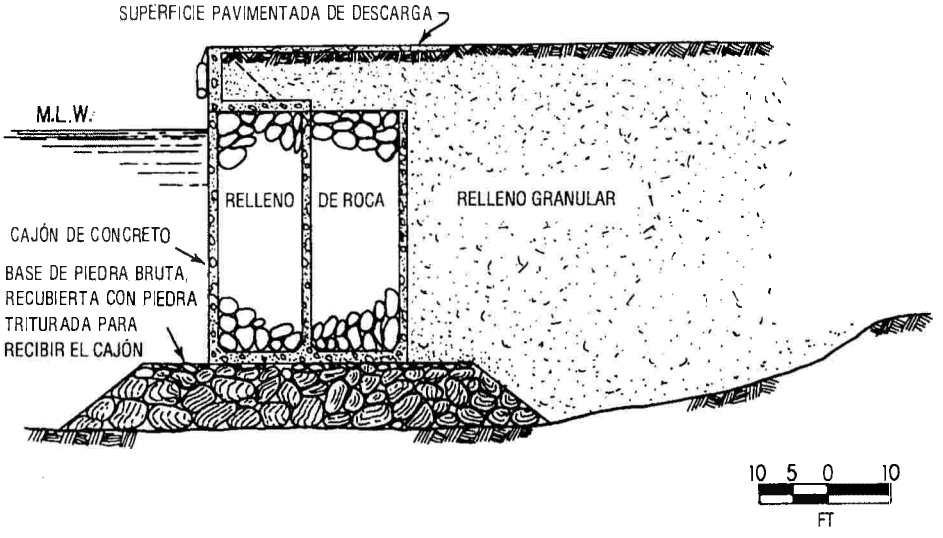


Figura 23.9 Embarcadero del tipo macizo, con muro de contención, construido de cajones de concreto rellenos con roca y con fondo cerrado. (M.L.W. = marea baja media.)

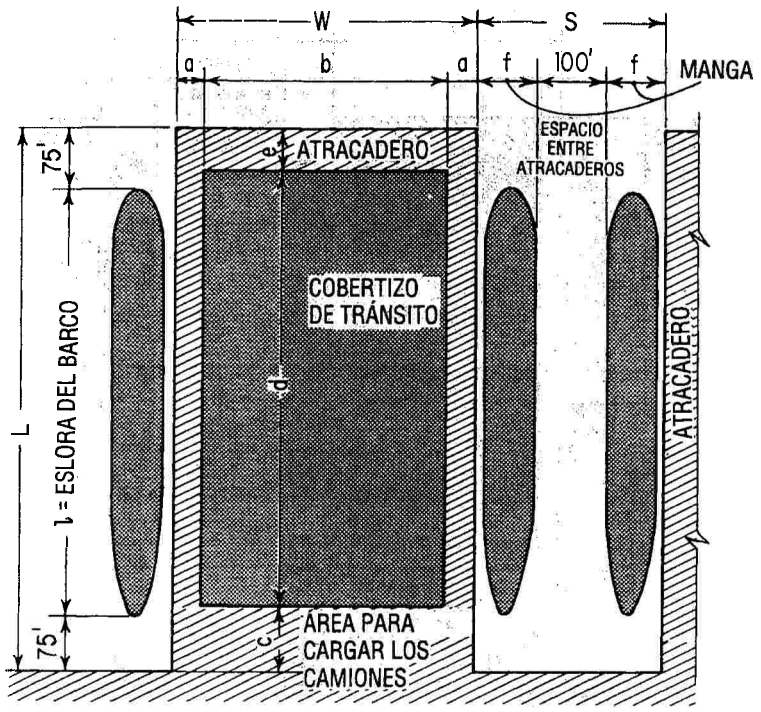


Figura 23.10 El atracadero para dos barcos lleva cobertizo de tránsito que proporciona 90 000 ft^2 de área de piso por atracada. La longitud del cobertizo $d = L - c - e$, y el ancho $b = 90\ 000/d$. En relación con a, c y e, véase la figura 23.13.

tránsito depende de la capacidad de almacenamiento de carga del barco. Esta capacidad se basa en las toneladas de medición a razón de 40 ft^3 por tonelada y una tolerancia del 50% para espacio de corredores. Se supone que el cargamento se va a apilar en los cobertizos de tránsito hasta una altura promedio neta de 13 ft 6 in. Para un barco típico de cargamento seco, se ha encontrado que un área de 90 000 ft^2 es alrededor del espacio mínimo de cobertizos de tránsito necesario para una atracada. No se incluyen las plataformas de carga y las áreas para los camiones. El ancho a de la superficie de descarga del uso de grúas de pórtico o de medio pórtico y del número de vías de ferrocarril y de carriles para camiones, si acaso se colocan. En la figura 23.13 se dan los diversos anchos de la superficie de descarga para diferentes condiciones de operación.

Un atracadero se puede diseñar como una estructura rígida en la cual las fuerzas laterales sean absorbidas por pilotes inclinados o por la acción de la armadura rígida. Debido a la deformación elástica y a la flexión, puede tener lugar algún movimiento, pero éste suele ignorarse en la absorción del impacto del barco. Algunas instalaciones se diseñan para ser flexibles, para absorber el impacto de la atracada; los grupos de pilotes de madera son un ejemplo de este tipo de flexibilidad. Absorben la energía del impacto a través del gran movimiento que son capaces de sufrir sin que tenga lugar una distorsión permanente. Sin embargo, por lo común su uso se restringe a muelles para barcazas y buque pequeños. En los casos en que se van a atracar buques grandes contra una estructura flexible, ésta se debe de diseñar de armazón de acero estructural y pilotes de acero, para dar lugar a una fuerza de resistencia adecuada. En la figura 23.14 se muestra un ejemplo de este tipo de construcción.

23.11.4 Cargas sobre los muelles

Una vez que se han determinado el tipo de muelle y sus características generales de construcción, es necesario establecer las cargas laterales y verticales para las que se va a diseñar ese muelle. Éstas constan de las siguientes:

Fuerzas del viento ■ Los cabos de amarre, los cuales tiran del barco hacia el muelle o a lo largo

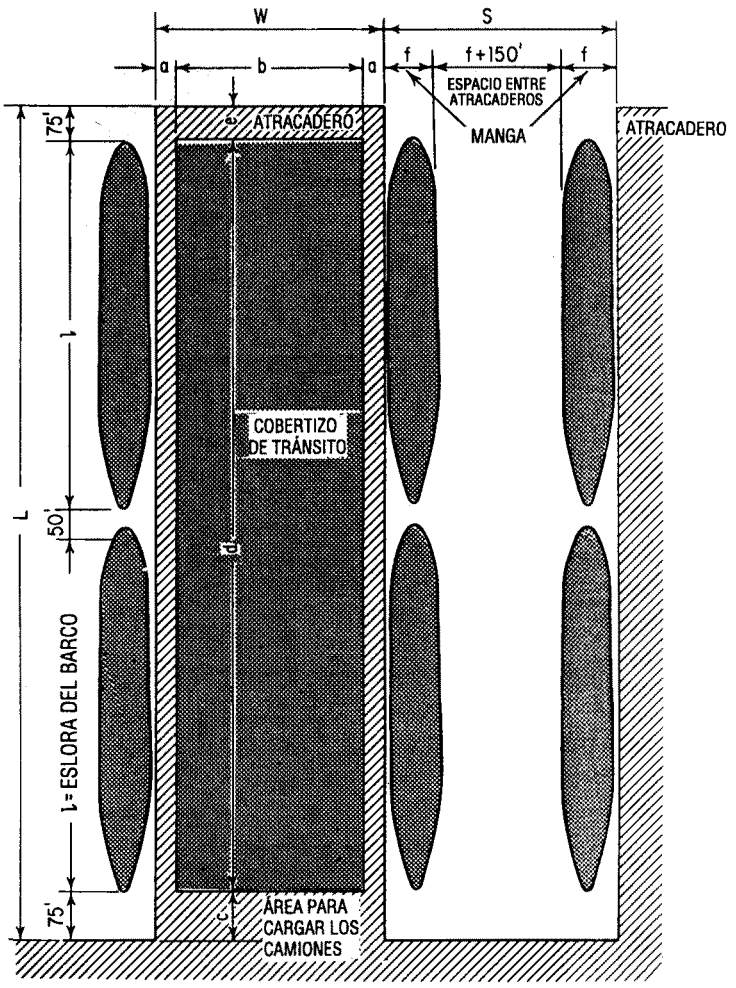


Figura 23.11 El atracadero para cuatro barcos lleva un cobertizo de tránsito con 90 000 ft^2 de área de piso por atracada. En relación con *a, c* y *e,* véase la figura 23.13.

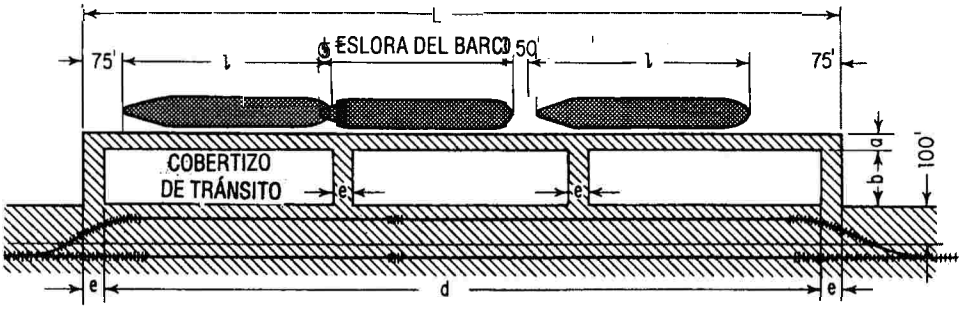
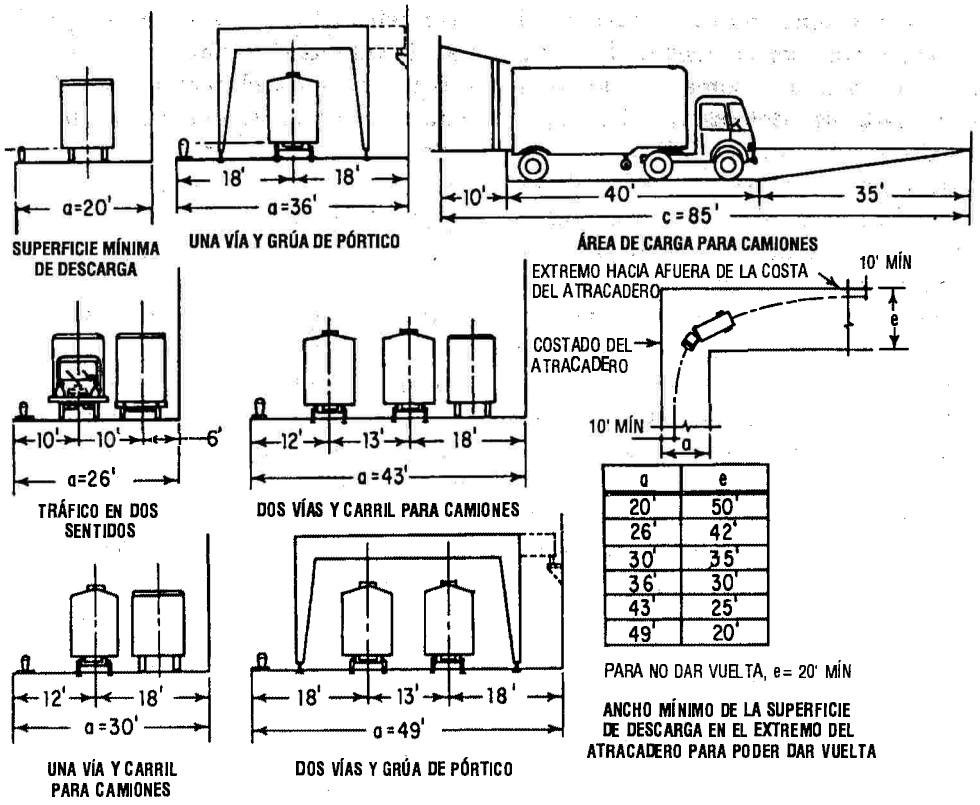


Figura 23.12 Un embarcadero que se extiende a lo largo de la costa proporciona un fácil acceso al ferrocarril y a los camiones. Los cobertizos de tránsito proporcionan 90 000 ft^2 de área de piso por atracada. En relación con *a, c* y *e,* véase la figura 23.13.



a	e
20'	50'
26'	42'
30'	35'
36'	30'
43'	25'
49'	20'

Figura 23.13 Anchos de las superficies de descarga de los muelles para camiones y ferrocarril.

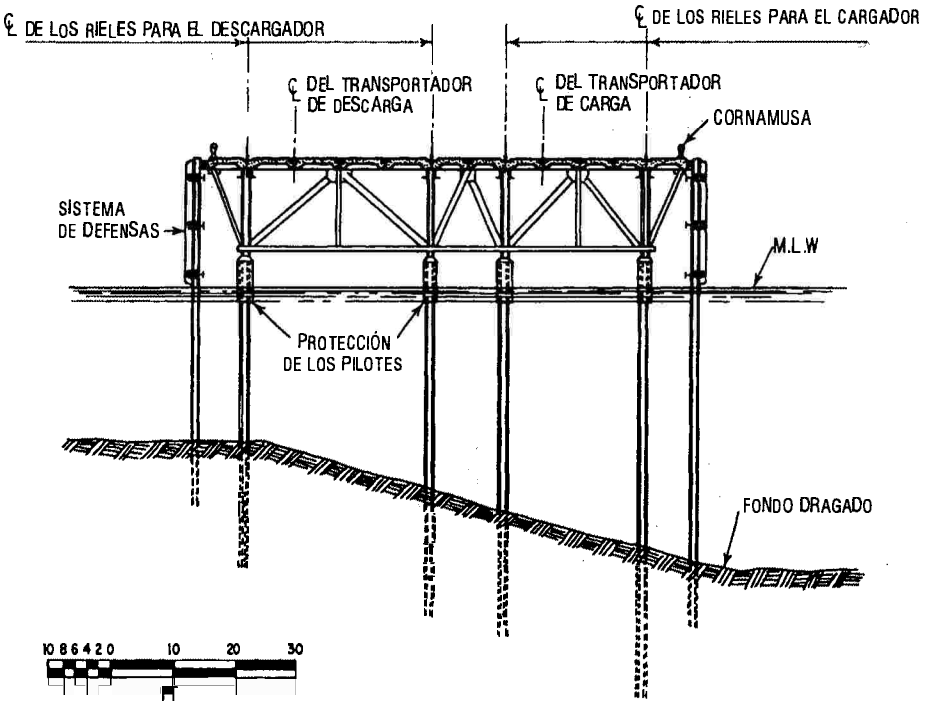


Figura 23.14 Atracadero de construcción de armadura rígida. (M.L.W. = marea baja media.)

de éste, o bien, lo sostienen contra la fuerza del viento o de la corriente, ejercen fuerzas laterales sobre ese muelle. La fuerza máxima del viento es igual al área expuesta, ft^2, del costado del barco, cuando este está descargado, multiplicada por la presión del viento, psf (*pounds per square foot*, libras por ft cuadrado), a lo cual se aplica el factor de forma de 1.3. Este último es un factor combinado que toma en consideración una reducción debida a la altura y un aumento por la succión en la banda de sotavento del barco. La fuerza del viento varía con el lugar pero suele suponerse no menor de 10 ni mayor de 20 psf. Estas presiones corresponden a velocidades del viento de alrededor de 55 a 78 mi/h, respectivamente, basadas en la presión del viento $p = 0.00256v^2$, multiplicada por el factor de forma de 1.3, en donde p es la presión, psf, y v es la velocidad del viento, mi/h. Cuando los barcos están atracados en ambos costados de un atracadero, la fuerza total del viento que actúa sobre este último debida a esos barcos es igual a la de uno de ellos incrementada en el 50%, para tomar en consideración el viento contra el segundo barco. No vale la pena considerar una presión del viento mayor que 20 psf contra el costado de un barco, en el diseño de un muelle, porque un barco, cuando está descargado, no permanecería atracado a ese muelle en una tormenta que tiende a tener la intensidad de un huracán. El barco se pondría a la mar o cargaría lastre, para reducir su área expuesta al viento.

El viento contra la estructura de un atracadero y de un almacén o cobertizo de tránsito que estén sobre ese atracadero puede ser más severo que el viento contra el barco, ya que el área superficial puede ser más grande y mayor la intensidad del viento. En este caso, debe de tomarse el valor de la presión del viento para la velocidad máxima del mismo en la zona del puerto y aplicarse el factor apropiado de forma para el tipo de estructura que esté en el atracadero. Este factor puede variar entre 1.3 y 1.6. La presión total del viento en una zona de huracanes, en donde a la velocidad del viento se le da un valor de 125 mi/h, puede llegar a alcanzar hasta 64 psf.

Fuerzas de la corriente ■ La fuerza de la corriente, psf, es igual a $wv^2/2g$, en donde w es el peso, lb/ft^3, del agua, v es la velocidad de la corriente, ft/s, y g es 32.2 ft/s^2. Para el agua salada esto conduce a una presión, psf, igual a v^2. La velocidad de la corriente suele variar entre 1 y 4 ft/s, lo cual da por resultado presiones de 1 a 16 psf, respectivamente. La presión de la corriente se aplica al área del barco debajo de la línea de flotación cuando el barco está completamente cargado. Como, en general, los barcos se atracan paralelos a la corriente, esta fuerza rara vez es un factor de influencia.

Impacto ■ El impacto de atracada es causado por un barco al chocar contra el muelle al atracar. Por lo común se supone que el impacto máximo que debe considerarse es el producido por un barco completamente cargado (tonelaje de desplazamiento) que choca contra el muelle formando un ángulo de 10° con el costado de éste, con una velocidad normal al muelle de 0.25 a 0.5 ft/s (Fig. 23.15). Se han diseñado unas cuantas instalaciones para un valor tan alto como 1.0 ft/s, pero esto puede ser excesivo; corresponde a una velocidad de aproximación de alrededor de 3½ nudos formando un

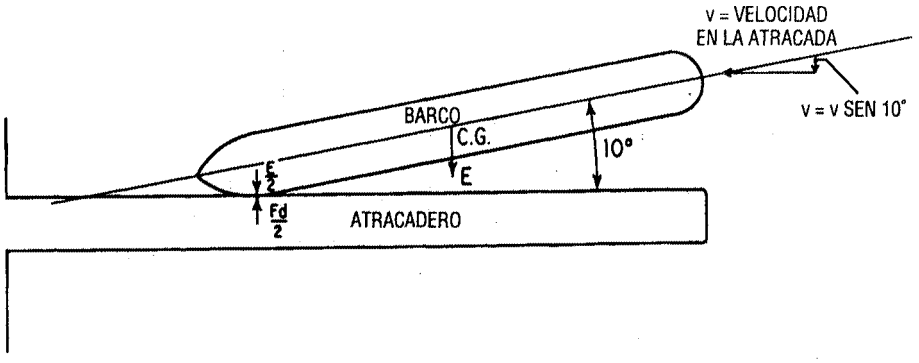


Figura 23.15 En relación con el diseño contra el impacto, se supone que el barco choca contra el atracadero formando un ángulo de 10°.

ángulo de 10° con el costado del muelle, y un impacto así podría dañar a un barco.

Los sistemas de defensas se diseñan para absorber la energía de impacto de la atracada. La fuerza resultante que debe de resistir un muelle depende del tipo de la defensa y de la construcción de ésta y también de la del muelle, si este último está diseñado como una estructura flexible.

Fuerzas de temblores de tierra ■ Se tienen que considerar éstas, si un muelle se encuentra en una zona en donde pueden ocurrir perturbaciones sísmicas. La fuerza horizontal, aplicada al centro de gravedad del muelle, puede variar entre 0.025 y 0.15 de la aceleración de la gravedad, *g*, multiplicada por la masa. El peso que se debe usar es la carga muerta total más la mitad de la carga viva. A menos que el muelle sea de construcción masiva o del tipo a gravedad, el efecto sísmico sobre el diseño por lo común será pequeño, ya que el esfuerzo permisible, cuando se combinan los esfuerzos de las cargas muerta y viva, puede incrementarse en un 33⅓%. Sí los pilotes inclinados se usan para tomar fuerzas laterales, deberán ser verificados para observar que puedan soportar la fuerza horizontal de un sismo sin aumento de carga permitida de más de 33½ %; de lo contrario, tienen que colocarse pilotes adicionales.

Cargas por gravedad ■ Éstas constan del peso muerto de la estructura, o carga muerta, y la carga viva, la cual suele constar de una carga uniforme y las cargas de las ruedas de los camiones, los vagones y las locomotoras del ferrocarril, las grúas para manejo de la carga y el equipo. La carga viva uniforme puede variar de 250 hasta 1000 psf sobre el área de la cubierta. Se usa el valor más pequeño para los muelles petroleros y estructuras similares quemanejan materiales a granel por transportador o tubería y en donde la carga en general tiene una importancia secundaria. Los atracaderos para carga en general suelen diseñarse para cargas vivas más pesadas, que varían desde 600 hasta 800 psf. Los atracaderos en donde se manejan metales pesados, como los lingotes de cobre, pueden diseñarse para 1000 psf o más. La carga viva uniforme controla el diseño de los pilotes y los remates de éstos, en tanto que las cargas concentradas de las ruedas, incluyendo las de impacto, suelen controlar el diseño de la losa y las vigas de la cubierta. A veces se hace una reducción del 33⅓ en la carga viva uniforme al calcular los valores de las cargas en los pilotes y al diseñar los remates de los pilotes o las trabes, con base en la hipótesis de que toda el área dela cubierta de los vanos adyacentes no se carguen plenamente a la vez.

23.11.5 Defensas de los muelles

La función principal de la defensa de un muelle es impedir que, durante la atracada, un barco o el muelle resulten dañados. En condiciones ideales y con un control perfecto, un barco podría aproximarse a un muelle sin dar un golpe severo, pero todavía es esencial separarlo del muelle con alguna forma de franja de fricción, de madera o de caucho. Esa franja impedirá que se dañe la pintura de un barco debido al movimiento relativo entre el muelle y el propio barco causado por el viento y las olas.

Tipos de defensas ■ En su forma más sencilla, una defensa puede ser un miembro horizontal de madera o varios miembros verticales de madera, o franjas de frotación, sujetos a la cubierta o al costado del muelle. Como miembros verticales, se pueden usar pilotes de madera o maderos estructurales que terminen en el nivel del agua y que cuelguen de la cubierta (defensa colgante, Fig. 23.16). Se debe tener cuidado en asegurarse de que el peso de la defensa sea sostenido por ménsulas que sobresalgan del costado del muelle; de lo contrario, los largos pernos que sostienen los maderos en su lugar se doblarán y dejarán que la defensa se cuelgue. La madera, por sí misma, puede absorber cierta cantidad de energía, debido a que se comprime. Si el miembro de madera se construye con un espesor apreciable, la fuerza del impacto se reducirá considerablemente.

Los pilotes de madera para defensa, los cuales se colocan alejados del muelle, ligeramente inclinados, alrededor de 1 en 24, absorberán la energía debido a la deflexión cuando un barco choca contra ellos. Sin embargo, para los barcos grandes, se necesita algo adicional para absorber más energía. Con este fin, se han usado diversos tipos de sistemas de defensas flexibles, con un éxito considerable. En la figura 23.17 se muestra una defensa de madera del tipo elástico, en la cual se obtiene la absorción de la energía no sólo a partir de la deflexión de los pilotes de madera, sino también por la deflexión de un larguero horizontal de madera. Este larguero sobresale ligeramente de la cubierta, de modo que el barco no pueda chocar en un punto rígidamente conectado a esa cubierta. Los pilotes de madera se colocan en los puntos que dividen el claro en cuatro partes y se hacen sobresalir cornamusas de guía

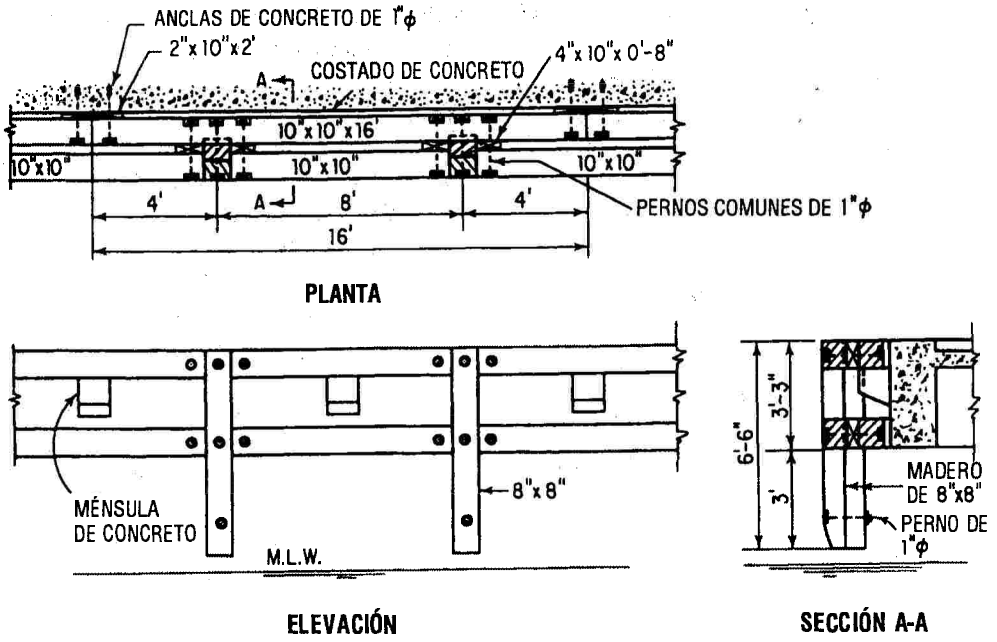


Figura 23.16 Defensa colgante típica de madera. (M.L.W. = marea baja media.)

entre ellos. El larguero de madera se debe proporcionar con todo cuidado para dar la deflexión apropiada sin fallar al corte o a la flexión.

En el diseño de sistemas de defensas en los que se usen principalmente la madera, se deben de especificar maderos clasificados según esfuerzos de seguridad. Se acostumbra creosotar esta madera hasta una retención de 12 a 16 lb/ft^3, o hasta el rechazo en el caso del roble. Se deben de taladrar los agujeros para los pernos del mismo diámetro que éstos y, en la cara de la defensa, todos los agujeros se deben de avellanar. Todos los cortes que se hagan en el campo se deben de pintar con aceite de creosota. El espacio restante alrededor de las cabezas de los pernos en el avellanado se debe de rellenar con mástique. Los pilotes de defensa deben de creosotarse hasta una retención de 14 a 20 lb/ft^3. Toda la herrería de las defensas debe de ser galvanizada.

El **caucho** se usa con amplitud para los sistemas de defensas; los neumáticos de caucho que cuelgan sobre el costado de un muelle son un ejemplo.

Del uso de los neumáticos de caucho se han originado las defensas cilíndricas o rectangulares huecas, los bloques rectangulares de caucho y el tipo de emparedado conocido como parachoques de defensa Raykin. El tipo cilíndrico hueco se usó originalmente como una defensa colgada (Fig. 23.18). Esto requiere un muro sólido de faja con un espesor de por lo menos 6 ft, debido a que resulta conveniente dispersar la carga sobre por lo menos una altura de 3ft^3 de la plancha del barco. Sobre este particular, es importante haber curvado previamente las defensas con el radio especificado. La defensa colgada se adapta en particular al tipo macizo de construcción de muelles, como las celdas de tablaestacas rematadas con un muro de concreto pesado para muelle, muros de muelle o muros de contención, o al tipo de construcción abierta de plataforma de descarga, con un muro de faja grueso; o bien, a los norayes de concreto pesado del tipo de plataforma. Las defensas colgadas de caucho se sostienen por medio de cable o cadena de acero sujetos unos pernos de argolla fijos al muro de concreto del muelle. Los pernos de argolla se fijan en escotaduras para que no sobresalgan más allá de la cara del muro. En el punto más bajo de cada defensa curva se debe de hacer un agujero para drenaje.

En donde no resulta práctico dejar colgar la defensa, como en una superficie curva en la esquina de un atracadero o en el extremo redondeado de un noray, puede sujetarse con pernos una defensa cuadrada o cilíndrica al concreto. Se colocan arandelas de placa curva o una varilla continua medio ovalada debajo de las cabezas de los pernos (Fig. 23.19). Se hacen agujeros en el muro opuesto a los pernos para permitir su inserción.

En los lugares en que no resulta práctico usar una viga o muro gruesos de franja del muelle, se puede

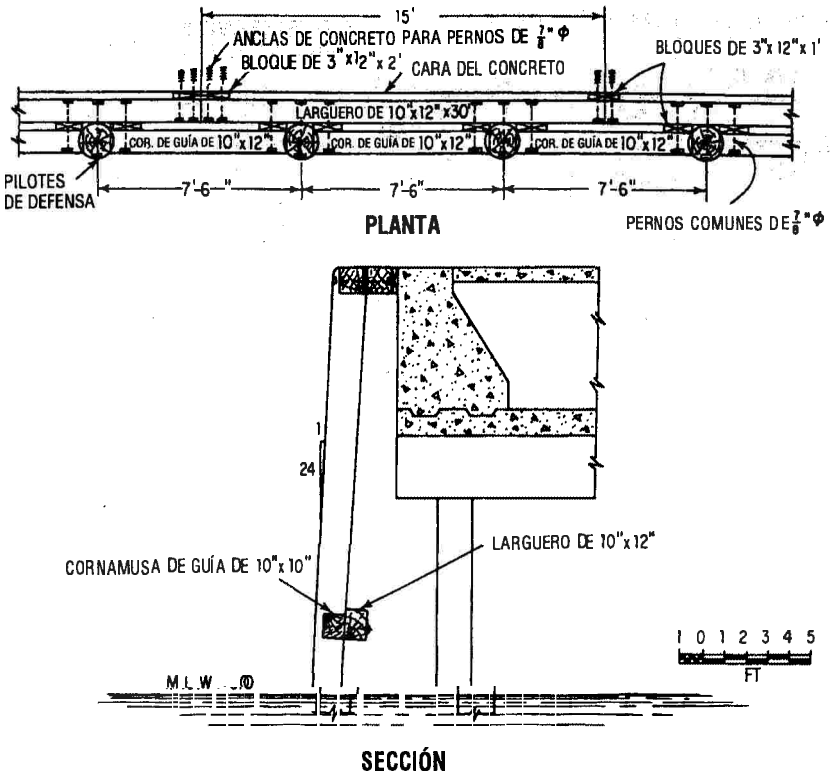


Figura 23.17 Defensa típica de madera del tipo elástico. (M.L.W. = marea baja media.)

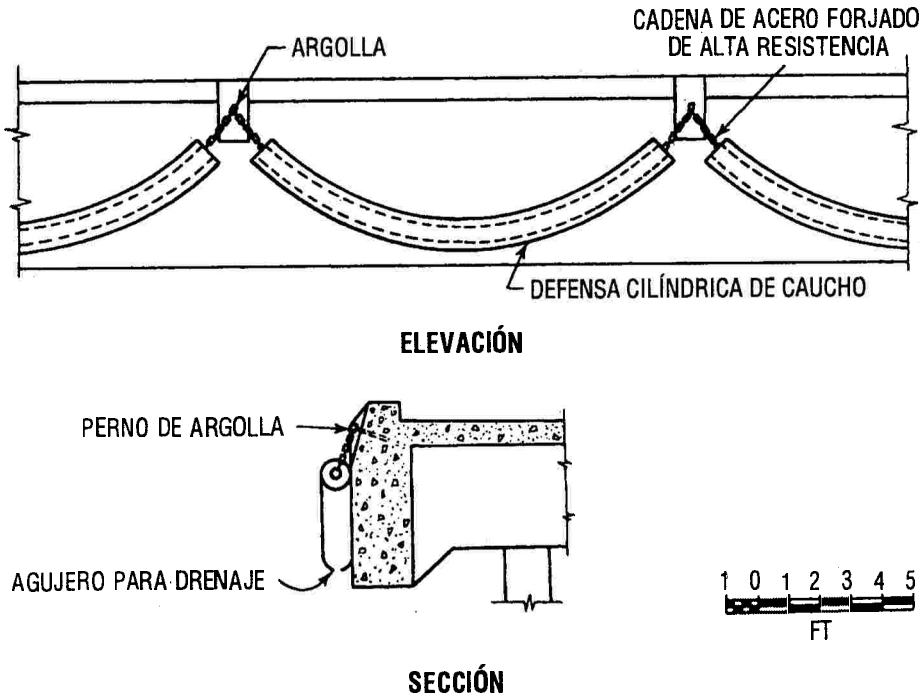


Figura 23.18 Defensa colgada típica de caucho.

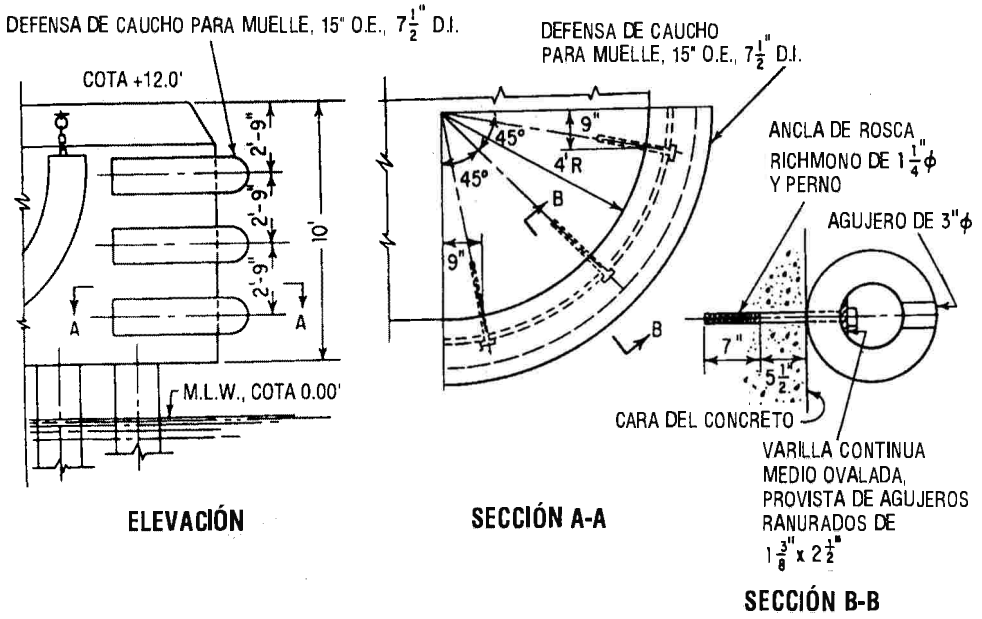


Figura 23.19 Detalle típico de una defensa de caucho en una esquina curva. (M.L.W. = marea baja media.)

colocar una defensa cilíndrica de caucho en la parte de atrás de una viga horizontal de acero a la que se le sujetan pilotes de defensa (Fig. 23.20). Si la viga de acero tiene una longitud mayor que más o menos 30 ft, debe de articularse mediante la inserción de empalmes conectados con pasadores que transmitirán la fuerza cortante pero no el momento. Los pilotes pueden ser de madera o de acero, pero a los de acero se les deben colocar tiras de madera para frotación.

Se pueden usar bloques de caucho, cilíndricos o rectangulares, en compresión detrás de pilotes o largueros de acero, para absorber el impacto de un barco (Fig. 23.21).

Los parachoques de defensa Raykin consisten en una serie de emparedados conectados, fabricados de placas de acero pegadas a capas de caucho (Fig. 23.22).

En las defensas flexibles Lord para muelle cuya construcción es de caucho ligado de alta resistencia se aplica un principio patentado de "columna de pandeo" para dar lugar a la absorción de la energía. Al recibir el impacto, las unidades se flexionan, pandeándose enseguida en una dirección dada, con una carga predeterminada. El miembro de caucho está ligado a placas planas de acero para montaje que tienen agujeros que permiten atornillarlas al muelle, en uno de los lados, y a un larguero de acero o pilote de defensa, en el otro.

Con la construcción de los buques tanques inmensos, se ha hecho necesario el uso de defensas de caucho con características de baja fuerza de reacción y alta absorción de energía. Se cuenta con varios tipos, por lo general en los que se combinan materiales elastoméricos y acero.

Respecto a las defensas de caucho, consúltese a los fabricantes de este último, como Lord Manufacturing Co., General Tire and Rubber Co., Goodyear Tire and Rubber Co., Seibu Rubber Chemical Co., U. S. Rubber Co. y Yokohama Rubber Co. Véase también P. Bruun, *Port Engineering*, 4a. ed., Gulf Publishing Company. Houston, Tex., y A. DeF. Quinn, *Design and Construction of Ports and Marine Structures*, McGraw-Hill Book Company. New York.

Diseño de las defensas ■ El impacto máximo causado por un barco que choca con un muelle al atracar se basa en ciertas hipótesis con respecto al ángulo que forma con el muelle y la velocidad relativa respecto a éste. Se acostumbra suponer que el barco está completamente cargado (tonelaje desplazado) y que se aproxima formando un ángulo de 10° con el costado del muelle (Fig. 23.15). La proa del barco chocará contra la defensa y sólo poco más o menos la mitad del tonelaje será efectivo en la creación de energía de impacto que debe ser absorbida por la defensa y el atracadero. Se debe suponer

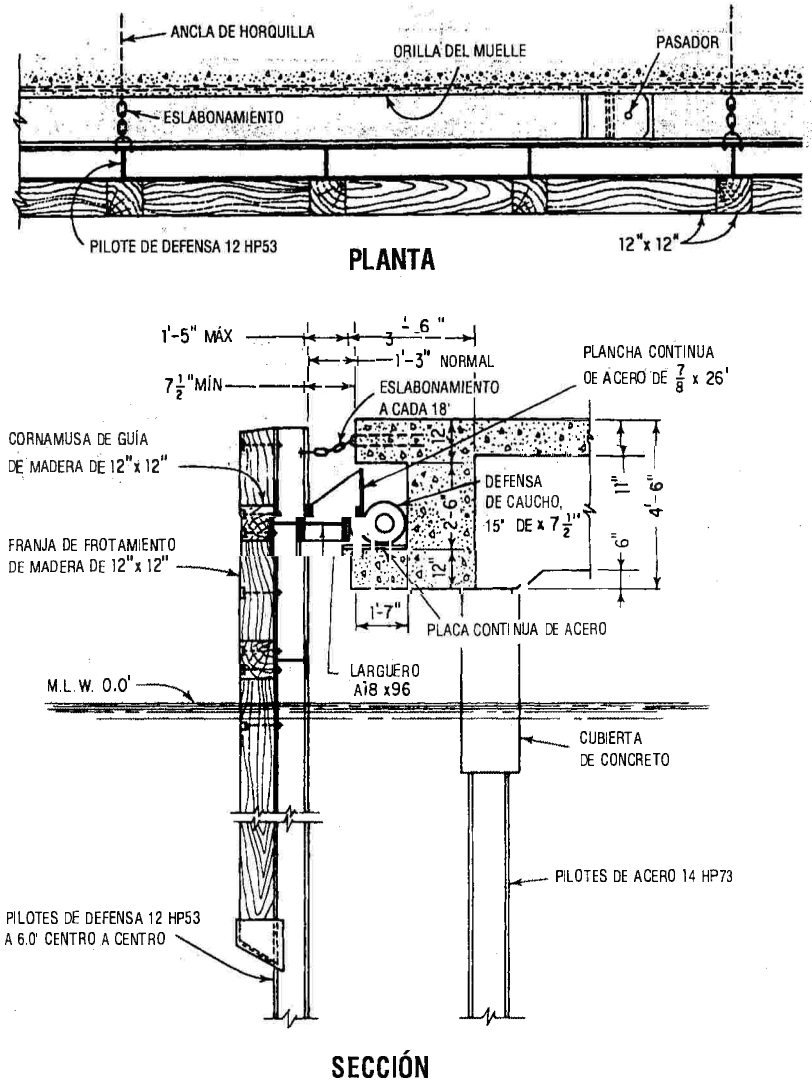


Figura 23.20 Combinación de sistema de viga de acero y de defensa de caucho con pilotes de defensa de acero. (M.L.W. = marea baja media.)

la velocidad de aproximación y es aquí en donde existe la incertidumbre máxima, en particular puesto que la energía varía según el cuadrado de la velocidad. La velocidad del barco debe convertirse en la componente normal al muelle y la experiencia ha indicado que esta velocidad se encontrará entre 0.15 y 1.0 ft/s. La cifra más alta corresponde a una velocidad de aproximación de 3½ nudos, formando un ángulo de 10° con el costado del muelle. En general, se suponen velocidades de 0.5 a 10 ft/s normales al muelle, para los lugares más expuestos, en donde los barcos atracan sin la ayuda de remolcadores, y para los barcos de tonelaje más ligero. Las velocidades por debajo de 0.5 ft/s son aplicables para los barcos más pesados que atracan en lugares protegidos o con la asistencia de remolcadores.

La energía cinética del impacto, $E = \frac{1}{2}Mv^2$. Si se sustituye la masa M por W/g, queda

$$E = \frac{Wv^2}{2g} \tag{23.6}$$

donde E = energía, ft-tons (1 ton = 2205 lb)
W = peso desplazado del barco, toneladas métricas
v = velocidad del barco normal al muelle, ft/s
g = aceleración debida a la gravedad, 32.2 ft/s^2

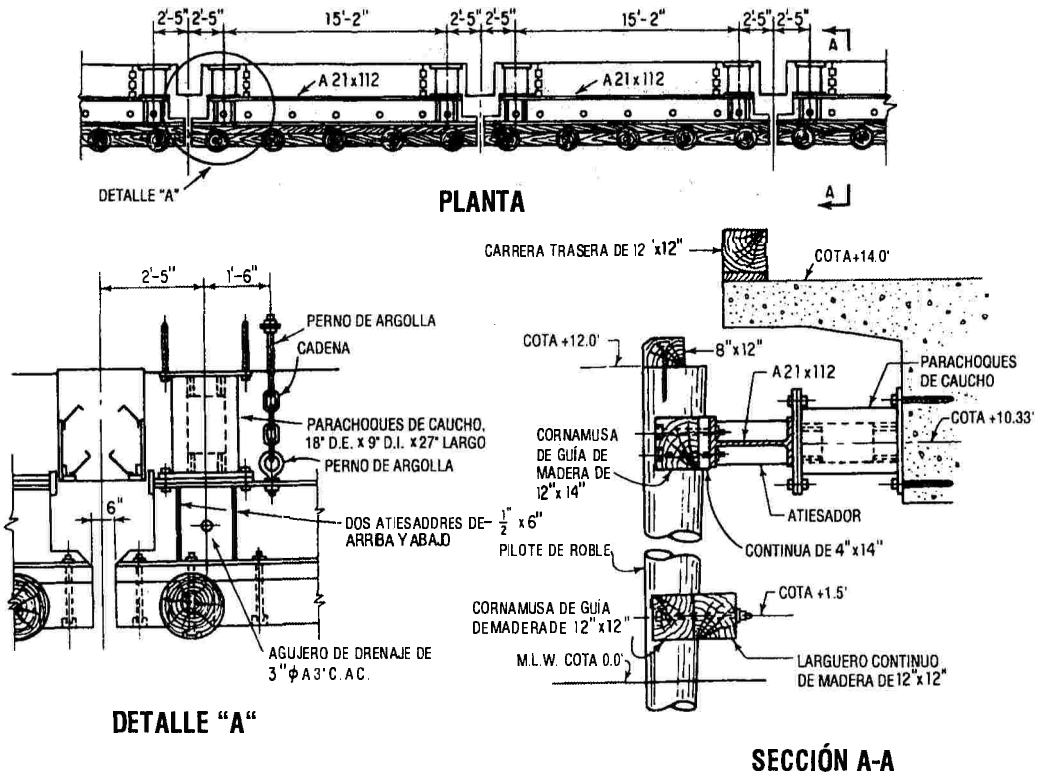


Figura 23.21 Sistema de defensa construido con bloques cilíndricos de caucho en compresión final. (M.L.W. = marea baja media.)

La energía que debe ser absorbida por el sistema de defensas y el muelle es ½E. Se supone que la mitad restante es absorbida por el barco y el agua, debido a la rotación del centro de masa del propio barco en torno al punto de contacto de la proa con la defensa. La resistencia al impacto crece desde cero hasta un máximo. Por tanto, el trabajo que realiza el muelle es $\frac{1}{2}Fd = \frac{1}{2}E$, en donde F = fuerza que debe resistirse, toneladas métricas, y d = la distancia que recorre la fuerza, ft, y es la compresión elástica del muelle o la deflexión de éste y de la estructura. Se supone que, para los maderos, d es el espesor, ft, dividido entre 20. Los sistemas de defensas se diseñan para absorber esta energía y la fuerza resultante que debe ser resistida por el muelle depende del tipo y de la construcción de la defensa y de la deflexión del muelle, si se diseña como una estructura flexible.

23.11.6 Norayes

Los norayes se diseñan principalmente para las fuerzas de las cargas horizontales de impacto, del viento y de la corriente de un barco, cuando atraca o se amarra. Estas fuerzas se determinan de la misma manera que para el diseño de los muelles (Subsección 23.11.4).

Los norayes pueden ser del tipo flexible o del rígido. Los grupos de pilotes de madera son ejemplos del primer tipo. Éstos se hincan en grupos de 3, 7, 19, etc. pilotes, a los cuales se les enrolla cable galvanizado (Fig. 23.23). Suele dejarse que el pilote central de cada grupo sobresalga alrededor de 3 ft arriba de los demás, para proporcionar un medio para sujetar los cabos de amarre de un barco. En una modificación de este tipo de noray se disponen los pilotes en forma simétrica y ligeramente inclinados. Éstos se atornillan a miembros cruzados de madera colocados precisamente arriba del nivel de la marea baja, con un armazón de madera en la parte superior. También se han usado grandes cilindros de acero y grupos de pilotes de tubo de acero para tener norayes flexibles.

En general, se han usado norayes del tipo flexible para amarrar buques pequeños, que no sobrepasen 5000 DWT (*deadweight tonnage*, tonelaje de peso

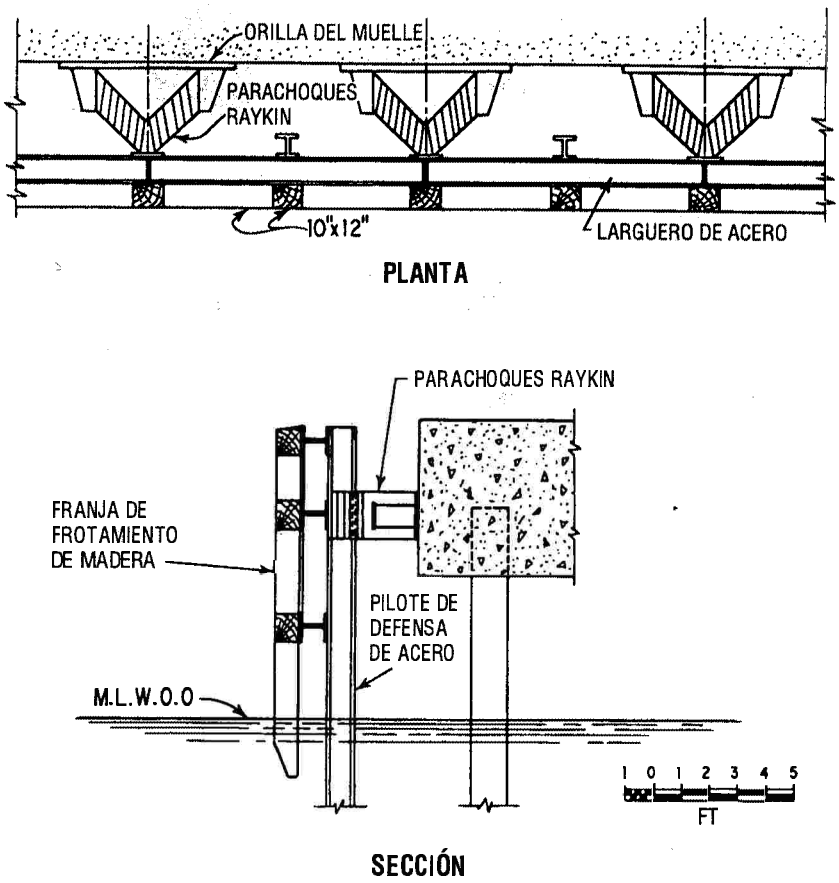


Figura 23.22 Sistema de defensas con parachoques de defensa Raykin. (M.L.W. = marea baja media.)

muerto), como una defensa exterior para protección de los muelles o para separar los buques algo más grandes de las plataformas de carga y de las estructuras que no están diseñadas para absorber el impacto de los barcos. Las condiciones del suelo del fondo deben ser apropiadas para una instalación del tipo flexible. Si el suelo es demasiado blando, los norayes y los grupos de pilotes no regresarán a sus posiciones originales después de haber sido golpeados por un buque, y su capacidad de absorber energía, que depende de la deflexión, se disipará gradualmente.

Para barcos de carga y buques tanques de más de 9000 a 17 000 DWT, se puede usar un noray rígido del tipo de plataforma de madera, utilizando pilotes inclinados de madera, para amarrar y atracar. Como la plataforma de madera tiene relativamente poco peso, su estabilidad lateral depende en gran parte del valor de extracción de los pilotes de madera. En general, una fuerza lateral de más o menos 40 a 50 tons es la más grande que puede resistir un noray de este tipo, sin que se vuelva demasiado grande ni demasiado difícil de manejar.

Si las condiciones del suelo son apropiadas, las celdas de tablestacas constituyen norayes excelentes. Se pueden diseñar para soportar las fuerzas de los barcos más grandes, si se les colocan defensas adecuadas. Las celdas, en virtud de su forma circular, sirven bien como **norayes para maniobras**, para hacer girar un barco en torno al extremo de un muelle. Los norayes celulares suelen rematarse con una losa de concreto pesado, a la cual se ancla el poste de amarre o el bolardo. Cuando deben manejarse barcos grandes, se debe de colocar un cabrestante para tirar de los pesados cabos de amarre de cable de acero.

Para los barcos grandes, se pueden diseñar los norayes con losas de concreto pesado como plataformas, soportadas por pilotes verticales e inclinados, por lo común de acero o de concreto precolado. Este tipo de noray, con defensas de caucho, de baja fuerza de reacción y elevada absorción de energía,

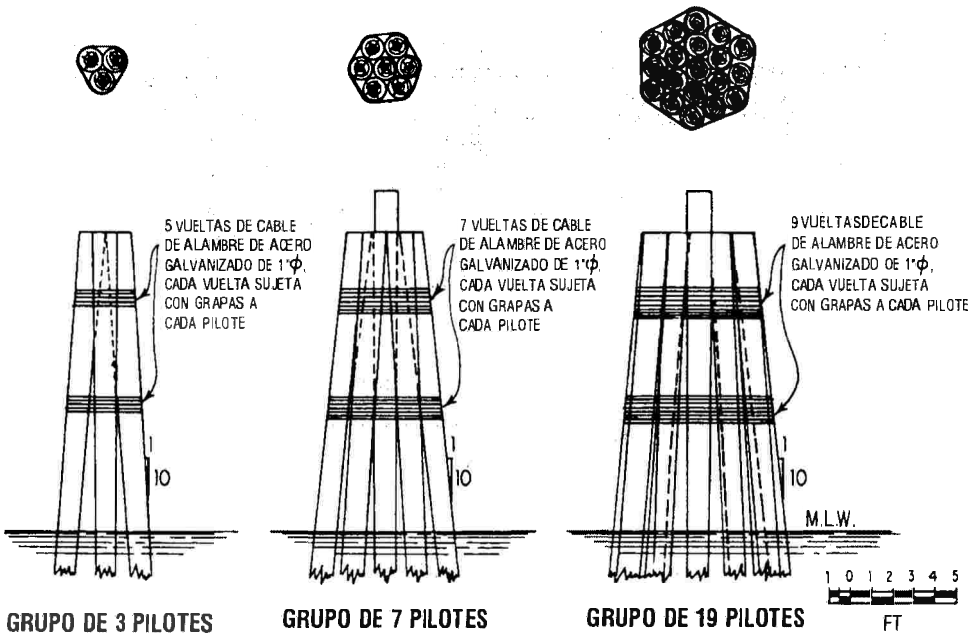


Figura 23.23 Norayes típicos de pilotes de madera en grupos de 3, 7 y 19 pilotes. (M.L.W. = marea baja media.)

puede absorber las fuerzas de la atracada y del amarre de los buques tanques más grandes. Para este fin, se requieren un gran número de pilotes inclinados. A su vez, la fuerza de levantamiento de estos pilotes hace necesario contar con una cantidad considerable de peso muerto ya que, en general, los pilotes verticales sólo resistirán una parte relativamente pequeña de aquella fuerza. La losa de concreto proporciona este peso muerto, la cual puede tener de 5 a 6 ft de espesor. Se debe colocar un número suficiente de pilotes verticales para soportar este peso muerto. Además, los pilotes verticales no deben estar demasiado separados entre sí; de lo contrario, será difícil y caro colocar las cimbras para el concreto. Cuando el espesor de la losa sea mayor que 4 ft 6 in, suele resultar económico hacerla en dos coladas, con cuñas de esfuerzo cortante en la junta de construcción. Con esto se reduce mucho el costo de las cimbras.

23.11.7 Malecones, puentes de caballetes y andenes

Muchos atracaderos se ubican a una distancia considerable de la costa. Se hace esto para obtener agua en el extremo cercano a la orilla de la costa del atracadero, suficientemente profunda como para dar lugar al calado con carga del buque más grande que use ese atracadero, o en donde ya no resulta económico ampliar la profundidad requerida dragando hacia la costa. En esos casos, se tiene que proporcionar acceso de la tierra firme al extremo cercano a la orilla del atracadero por medio de un malecón o un puente de caballetes, o una combinación de los dos.

Malecones ■ Un malecón es un relleno, por lo general de roca, que se extiende hacia afuera de la costa. Los taludes del malecón se protegen contra la erosión usando pedriscal o recubrimiento de roca. A la superficie superior del relleno se le da el ancho suficiente y se nivela para dar lugar a las instalaciones requeridas para dar servicio al atracadero, como carretera, acera, vías de ferrocarril, instalaciones de servicio público, tuberías y transportador (Fig. 23.24).

En general, resulta más económico usar un malecón en lugar de un puente de caballetes hacia afuera de la orilla, hasta donde la profundidad del agua es de alrededor de 10 ft. Pero debe contarse fácilmente con el material apropiado para el relleno y la parte superior del malecón no debe de estar arriba de la altura normal de 12 a 15 ft arriba de la marea baja; es

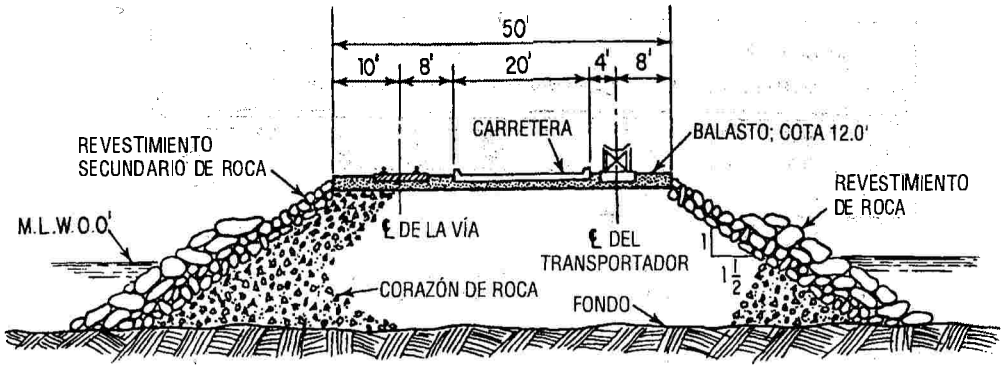


Figura 23.24 Malecón de roca, mostrado en sección transversal, tiene corazón de roca y taludes revestidos. (M.L.W. = marea baja media.)

decir, la altura máxima del malecón no debe de ser mayor de poco más o menos 25 ft. Se debe tener presente que de 8 a 10 ft es más o menos la profundidad mínima del agua en el que el equipo flotante puede operar con seguridad; por lo tanto, si debe construirse un puente de caballetes en agua menos profunda, se tendrá que hacer por el método elevado.

Los malecones deben de construirse con taludes estables, protegidos con recubrimiento de roca de un tamaño que depende del grado de exposición. El relleno interior o corazón, a menos que se trate de un área muy protegida, debe de ser de roca tal como sale de la cantera, de modo que no se las lleven las olas y marejadas antes de que puedan protegerse de manera apropiada. En general, los requisitos de diseño de conforman a los de los rompeolas. Nótese que en virtud de que el material del corazón es posible que tenga que soportar una carretera, vías de ferrocarril y otras instalaciones, no se debe erosionar ni sufrir un asentamiento futuro.

Puentes de caballetes ■ Un puente de caballetes suele ser de construcción más ligera que el atracadero, porque no tiene que soportar las fuerzas de la atracada y del amarre de un barco. Las cargas verticales son las fuerzas principales, aun cuando tiene que darse suficiente estabilidad lateral para resistir las fuerzas de la corriente, el viento, el hielo y los temblores de tierra, del mismo modo que el balanceo del equipo, en los casos en que exista. En general, se pueden omitir los pilotes inclinados en donde la altura por encima del fondo firme sea de 25 ft o menos y el puente de caballetes no quede sujeto a temblores de tierra o a fuerzas desacostumbradas del equipo. En las aguas más profundas, se requieren pilotes inclinados, en todos los caballetes o en caballetes alternados. Las cargas vivas verticales pueden consistir en una o más de las siguientes: camiones H10 o H20, cargas de ferrocarril, grúas móviles o camiones grúas (sólo el peso muerto), tuberías llenas con líquido, transportador cargado o una carga viva uniforme de 250 psf.

En la figura 23.25 se muestra una sección transversal típica a través de un puente de caballetes de madera. Este tipo de construcción es económico y particularmente apropiado para uso temporal o por corto tiempo.

Andenes ■ Éstos se usan para dar acceso a los norayes y tenerlo entre éstos. Estos andenes constituyen un medio conveniente para tender los cabos de los barcos hasta sus amarraderos; de lo contrario, éstos deben manejarse usando un bote. Un andén de madera semeja al puente de caballetes de la figura 23.25. En su forma más sencilla, consta de un pasillo, con barandal, soportado por pares de pilotes de madera. Para el diseño, suele resultar adecuada una carga viva de 100 psf; por lo tanto, los pilotes se cargan muy ligeramente. En consecuencia, resulta económico usar largos tramos de acero ligero o armaduras de madera, en donde las condiciones de la cimentación requieren pilotes largos. Estas armaduras ligeras pueden tener claros de alrededor de 80 a 100 ft. La longitud queda limitada por la rigidez lateral de la cubierta, ya que el pasillo suele no tener más de 4 a 5 ft de ancho. Para estas armaduras, resulta ideal la construcción con tubos soldados. Al colocar los pasillos, es muy importante situarlos

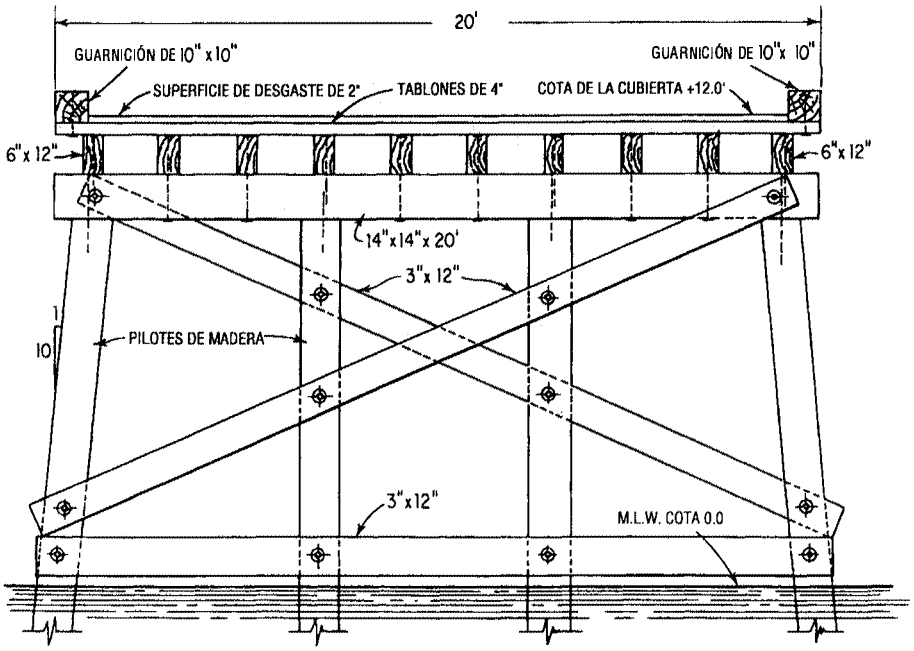


Figura 23.25 Sección transversal de un puente de caballetes sobre pilotes de madera. (M.L.W. = marea baja media.)

bastante detrás del muelle o amarradero, de modo que no sean golpeados y dañados por un barco.

23.12 Disposición y diseño de las dársenas para embarcaciones menores

La disposición de las dársenas para embarcaciones menores (marinas) varía según los mercados, costumbres y configuración geométrica locales. Estas dársenas proporcionan espacio para atracar en aguas tranquilas, acceso a servicios generales para los botes, lugares para amarre, combustible y algunos servicios de reparación, rampas para botes, tiendas, malacates para lanzamiento y cobertizos o áreas de almacenamiento. En EU, las dársenas para embarcaciones menores deben de diseñarse para satisfacer las necesidades de los físicamente imposibilitados, según lo exigido por la *Americans with Disabilities Act* (Ley de los Americanos con Incapacidades).

La selección de la longitud del arrimadero se basa en aspectos económicos y de las esloras típicas de la comunidad local de botes. Los anchos de los canalizos son de 1.5 a 2 veces la longitud del arrimadero (Fig. 23.26), dependiendo de si, en los arrimaderos, se permite la entrada de botes con eslora en exceso. El ancho de los arrimaderos sencillos es alrededor de 4 ft mayor que la manga del bote o alrededor de la mitad de la longitud del propia arrimadero, cuando éste tiene menos de 30 ft de largo. Los atracaderos pueden ser fijos o flotantes, con rampas hacia abajo del nivel circundante. Típicamente, los atracaderos de elevación fija se usan en áreas con un rango de mareas de menos de 3 ft. El ancho de los atracaderos de por lo menos 5 o 6 ft de espacio libre (dentro del bote y las cajas de uso general). Los anchos de los espigones son menores. Se usan espigones más anchos para los atracaderos largos que tienen más tráfico.

Las necesidades de profundidad del canal con frecuencia son establecidas por las condiciones físicas locales y las necesidades de la flota de botes. El dragado de estas dársenas para dar la profundidad adecuada constituye un desafío para la planeación, debido a los requisitos de permiso relacionados con el dragado y la disposición del material que se extraiga. (Véase J. B. Herbich, *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Gulf Publishing Company, Houston, Tex.)

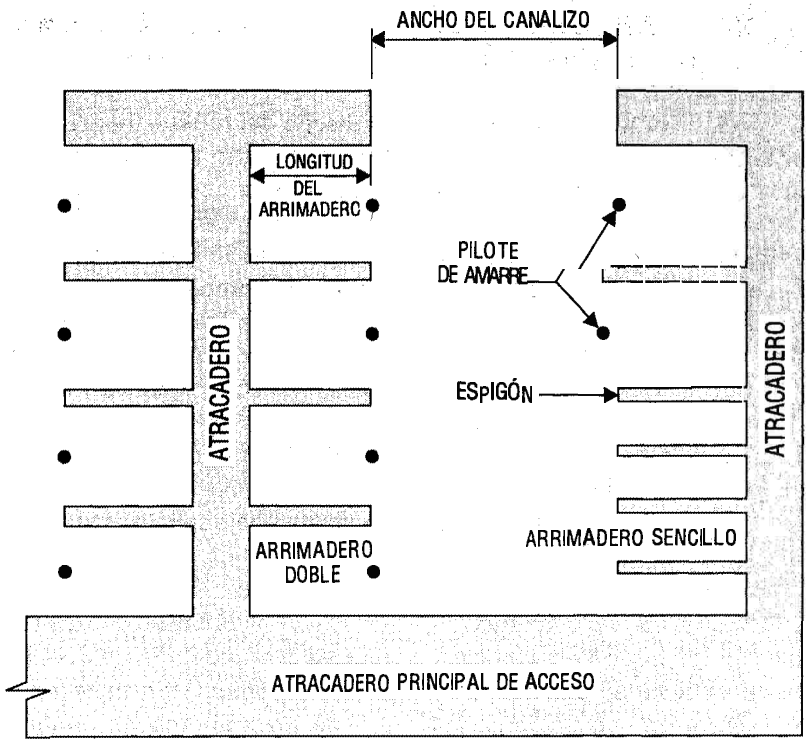


Figura 23.26 Disposición de la dársena para embarcaciones menores con arrimadero sencillo y arrimadero doble.

23.12.1 Rompeolas para las dársenas para embarcaciones pequeñas

Es posible que se requiera alguna forma de rompeolas para reducir la altura de las olas hasta un nivel aceptable, por lo común a menos de 1 ft. (Aun cuando pueden ser necesarios, los rompeolas no suelen producir directamente ingresos para la dársena.) La disposición de los rompeolas debe proporcionar protección adecuada, así como permitir el movimiento seguro hacia adentro y hacia afuera de la dársena. El ancho del canal de entrada con frecuencia es establecido por la flota local de botes. Se debe dar espacio suficiente para el paso seguro de tráfico en dos sentidos. Esto conduce al uso de anchos típicos de la entrada de 75 a 125 ft de profundidad navegable. Los tipos posibles de rompeolas incluyen montones de piedra bruta, cajones, rompeolas flotantes, muros verticales o vallas contra las olas. (Véase R. R. Bottin y otros, *Maryland Guidebook for Marina Owners and Operators on Alternatives Available for the Protection against Vessel Generated Waves*, U. S. Army Engineers Coastal Research Center, Washington, D. C.)

La protección contra las olas de un rompeolas se expresa en términos del coeficiente de transmisión de las olas, k_t:

$$k_t = \frac{H_t}{H_i} \tag{23.7}$$

en donde H_i = altura de la ola incidente

H_t = altura de la ola transmitida en el costado de sotavento del rompeolas

La transmisión a través de los rompeolas es causada por el agua que se mueve a través de los intersticios de las rocas y por la salpicadura sobre la parte superior. La energía de la ola que rodea los bordes de los rompeolas es energía de difracción. Las alturas de las olas en el costado de sotavento de una estructura será el resultado de una combinación de transmisión y difracción. El *Shore Protection Manual*,

U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Government Printing Office, Washington, D. C., proporciona una guía sobre el diseño para estructuras de montones de piedra bruta, que se usan principalmente para la protección contra olas grandes.

Los rompeolas flotantes son una posibilidad atractiva para aplicarla en aguas profundas y en sitios con distancias cortas de acción del viento, para vientos que sólo permiten oleajes de periodo corto. Los coeficientes de transmisión, k_t, para los rompeolas flotantes dependen de la relación del ancho del flotador a la longitud de la ola incidente; la relación de la profundidad de la penetración por debajo del nivel de las aguas a la profundidad de las mismas, y a la rigidez del sistema de amarre. Para aguas relativamente profundas, k_t varía desde 0.2 hasta 0.4, cuando la relación del ancho del flotador a la longitud de la ola es mayor que 0.5. Por ejemplo, para un ancho de flotador de 15 ft, esta relación da una longitud de la ola $L = 30$ ft. Esta L corresponde a un periodo de las olas de alrededor de 2.4 s [ecuación (23.2)]. Para una velocidad del viento de 40 nudos, esto corresponde a una distancia de acción del mismo de más o menos 1 a 2 millas (tabla 23.3). Por tanto, para distancias de acción del viento de alrededor de 1.5 millas y condiciones del viento de diseño de 40 nudos, la altura de la ola incidente de 2.2 ft se reduciría a menos de 1 ft, por medio de un rompeolas flotante de 15 ft de ancho. Para anchos menores y olas más largas, los coeficientes de transmisión pueden ser mucho más elevados. (Véase J. W. Gaythwaite, *Design of Marine Facilities for the Berthing, Mooring and Repair of Vessels*, Manual 50, American Society of Civil Engineers.)

La transmisión en muros completos, impermeables y verticales es cero. Sin embargo, la difracción y la reflexión de las olas permiten que la energía penetre en los huecos de los rompeolas hacia las zonas de sotavento.

Las estructuras contra las olas semejantes a las vallas dejan que algo de agua fluya a través de ellas. Estas estructuras también son más eficaces con marejadas generadas por el viento, de periodo corto, provenientes de distancias limitadas de acción del viento. Para tener una reducción significativa de la energía de las olas, el espaciamiento de los huecos entre los tableros de la valla debe ser tal que el área total de los huecos sea menos del 10% del área total. No obstante, estos pequeños huecos se pueden cerrar debido a la bioincrustación y frustrar el propósito original.

23.12.2 Diseño de los muelles para las dársenas para embarcaciones menores

El diseño del muelle incluye el diseño de la estructura del mismo y de los servicios generales relacionados que se deseen, como servicio eléctrico, agua (doméstica y de protección contra incendios), teléfono, televisión por cable y sistemas de conexión o salidas de bombeo hacia alcantarillas sanitarias.

Los atracaderos fijos se pueden construir de madera, de acero, de concreto, de aluminio o de plástico. Existen sistemas flotantes fabricados de muellaje. La flotación se proporciona por medio de un compartimiento hermético, espuma o madera. Es esencial un anclaje confiable; muchas fallas de los sistemas flotantes de muellaje se han atribuido a un anclaje inadecuado.

Las cargas vivas horizontales son la suma de las cargas de la corriente y de las olas, del mismo modo que las cargas del viento debidas a la sección transversal expuesta del muelle y de los botes.

Los arrimaderos de madera en atracaderos a menudo son de madera aserrada, tratada a presión, de 2×6 in con tornillos galvanizados. Se recomienda atornillar las cornamusas al armazón estructural de la cubierta (Manual 50, ASCE).

23.12.3 Rampas para botes

Las rampas para lanzar y sacar un bote del agua se diseñan principalmente para los aficionados a navegar en bote que cuentan con uno de éstos y un remolque. Las rampas suelen construirse de concreto de cemento portland o de concreto bituminoso. Si es posible, deben de prolongarse desde el nivel circundante hasta una profundidad de 4 ft por debajo de la marea baja media. Se prefieren las pendientes de las rampas del 12 al 15%. En las zonas con rango pequeño de las mareas o en los lagos con poca fluctuación del nivel del agua, la pendiente de la parte que queda debajo del agua se puede incrementar hasta el 20%. La superficie de la rampa se puede hacer áspera o ranurar para proporcionar tracción. El ancho de la rampa debe de ser de más o menos 12 ft para dejar un espacio adecuado para la maniobra de los remolques. Los espigones dan acceso a los botes durante el lanzamiento y la carga.

(B. O. Tobiasson y R. C. Kolmeyer, *Marinas and Small-Craft Harbors*, Van Nostrand Reinhold, New York; *Planning and Design Guide for Small-Craft Harbors*, ASCE Manual 50)

23.12.4 Hielo en las dársenas para embarcaciones menores

El hielo es una preocupación significativa en la ingeniería de estas dársenas, incluyendo las cargas horizontales y verticales de ese hielo sobre las estructuras y los botes. El efecto común más adverso es el levantamiento vertical de los pilotes, como por la acción de un gato, a medida que el hielo se sujeta con fuerza a ellos y, a continuación, sube con la marea. La gravedad de la situación depende de la ubicación del sitio y el uso de temporada de la dársena. (Véase C. A. Wortley, *Ice Engineering Manual for Design of Small-Craft Harbors and Structures*, University of Wisconsin Sea Grant Institute; ASCE Manual 50.)

23.12.5 Análisis del lavado de las dársenas para embarcaciones menores

Las instalaciones de estas dársenas pueden plantear una amenaza para la salud de los sistemas acuáticos, si se planean o administran mal. El agua en una dársena de este tipo debe cumplir con las normas aplicables de calidad de la misma. De este modo, las consideraciones acerca de la calidad del agua forman parte del proceso de planeación y solicitud del permiso para la construcción y modificación de la dársena. Los contaminantes en las dársenas para embarcaciones menores incluyen grasa, aceite y gasolina de los botes, descargas por las proas, descargas de las sentinas y derrame de la tierra firme. El derrame puede introducir contaminantes típicos de fuentes no puntuales al agua de la dársena, como aceite y grasa de automóviles provenientes de lotes de estacionamiento, como también fertilizantes, pesticidas y herbicidas de las áreas adyacentes de céspedes. Las prácticas apropiadas de la administración de los derrames pueden ser críticas para la protección de la calidad del agua de la dársena.

En el *Coastal Marinas Assessment Handbook*, Environmental Protection Agency (EPA, Oficina de Protección del Medio Ambiente), se describe una herramienta sencilla para análisis del prisma de mareas, para la estimación del lavado de una dársena propuesta para embarcaciones menores. El concepto fundamental es el mismo que para el lavado de los estuarios o bahías. La concentración de un contaminante en una de estas dársenas disminuirá con cada dilución producida por las mareas, pero nunca se lavará por completo. Una meta típica del análisis es estimar el tiempo necesario para reducir la concentración de un contaminante hasta el 10% de su concentración inicial. El análisis del prisma de mareas se puede ampliar para comprender el balance del oxígeno disuelto o de un nutriente, para manejar la cuestión de si ocurrirá o no una reducción significativa en el oxígeno disuelto o en el nivel del nutriente durante un ciclo de mareas.

En la metodología de la EPA se supone que el cambio de las mareas es el mecanismo dominante del lavado. Se puede usar con la afluencia de agua dulce. Sin embargo, no toma en cuenta específicamente otros cambios de agua, como la circulación generada por el viento y las corrientes. Una hipótesis más limitativa es que, en el interior de la dársena, el agua está bien mezclada. Se pueden usar modelos numéricos más complejos, que incorporan parámetros hidrodinámicos y de calidad del agua y que separan la masa de agua en compartimientos separados, cuando las hipótesis antes mencionadas no resultan apropiadas.

23.13 Nutrición de las playas

También conocido como relleno de las playas, esto se refiere a la arena colocada mecánica o hidráulicamente en una playa. Las razones para la nutrición de las playas son de tres tipos:

1. Acrecentamiento del aspecto recreativo y aumento del valor de la propiedad. Una playa arenosa es un área recreativa deseable. Ésta es una consideración muy importante para los desarrollos a lo largo de muchas líneas costeras y, probablemente, es la razón principal para la mayor parte de los rellenos de playas. La **ribera**, la arena (y es posible que también las dunas) entre el agua y las estructuras duras, como las casas, tiene valor económico y estético, aunque puede que no se documente con facilidad.
2. Mayor protección de las propiedades. La nutrición de las playas puede proporcionar un volu-

men de arena que protege las propiedades que se encuentran detrás de la playa contra el mar. Esta protección puede tener la forma de dunas largas y altas que se diseñan para que se erosionen un poco durante las tormentas sin que se abran brechas o bajen y se ensanchen las playas, con lo cual se reduce las alturas de las olas, o ambas cosas.

3. La disposición benéfica del material dragado. Los rellenos de las playas pueden servir como sitios de disposición para el sedimento dragado de los proyectos de construcción costera cercanos. Algunas veces, la finalidad de la colocación del material dragado en playas adyacentes es continuar el arrastre natural del litoral o *río de arena*, conservando las arenas dragadas de la caleta en el sistema del litoral. En ocasiones, el relleno de las playas es por convenio para la obtención de los permisos de construcción o para evitar posibilidades más caras para la disposición.

Con respecto a las dos primeras consideraciones, se justifica la nutrición de las playas si los beneficios económicos anualizados sobrepasan el costo anualizado del relleno. Obsérvese que la nutrición de las playas debe de percibirse como un requisito progresivo o de mantenimiento. La **renutrición periódica** es un requisito de muchos proyectos de este tipo.

En playas abiertas al océano se han colocado muchos rellenos muy grandes (de varios millones de yardas cúbicas cada uno), del mismo modo que en lugares más protegidos, como en líneas costeras de bahías. Las finalidades de algunos de estos rellenos han sido la protección y creación de hábitats de tierras pantanosas, del mismo modo que la protección de lugares recreativos y de propiedades.

Comportamiento del relleno de playas

■ Uno de los criterios fundamentales del diseño para los rellenos de playas es la vida estimada del proyecto. Por el momento, no existe un consenso acerca de cuál debe de ser este valor.

Una de las mejores maneras de estimar el comportamiento de un relleno de playa planeado es evaluar el comportamiento del último relleno en ese sitio. Sin embargo, esto no siempre es posible, pero es la justificación para la implementación de un sistema de monitoreo. Si ahora se está nutriendo una playa, probablemente necesitará nutrirse en el futuro cercano. No obstante, si previamente se colocó un relleno en ese sitio, el resultado con más relleno no será el mismo, aun cuando el diseño del relleno sea exactamente el mismo que el anterior. La respuesta del relleno depende de las variaciones en el tiempo de las olas y del transporte de arena del litoral. Las alteraciones en el volumen, la longitud, el ancho, la configuración o el tamaño de la arena también cambiará el comportamiento del relleno. Sin embargo, las estimaciones cualitativas y cuantitativas basadas en el comportamiento de rellenos previos son valiosas, si los diseños son suficientemente similares.

El comportamiento de los rellenos de las playas sigue ciertos patrones generales. Éstos se pueden concebir como la playa construida moviéndose en equilibrio dinámico y con el clima de las olas y del nivel del agua. El volumen de arena por unidad de longitud de playa es la suma de lo siguiente:

1. Volumen requerido de arena para crear una playa equilibrada del ancho deseado (tendencia al equilibrio del perfil).
2. Volumen esperado que se mueva hacia afuera de los límites del proyecto en la dirección del transporte de arena del litoral (tendencia al equilibrio de la forma de la vista de planta) durante la vida de diseño.

Esta suma debe de multiplicarse por un factor de sobrerrelleno por el cernido en virtud de la diferencia en el tamaño de la arena nativa de la fuente (tendencia al equilibrio del tamaño).

El **tendencia al equilibrio cruzado al litoral o del perfil** es el ajuste más rápido de un relleno de playa. Las playas cambian de forma constantemente como respuesta a los cambios en las olas incidentes y en los niveles del agua. Las pendientes de las playas naturales son suaves, de 1:10 hasta 1:100. A menudo, la playa construida tiene un frente de pendiente más pronunciada que las encontradas en forma natural (Fig. 23.27).

Se tira de la arena hacia afuera del litoral, de la playa seca hacia las partes de la playa que quedan por debajo de la superficie del agua. Dado que el área seca de la playa disminuye con rapidez, a menudo este cambio se percibe de manera incorrecta como pérdida del relleno. Aunque el público pueda no fijarse en las partes submarinas que no se ven de un relleno de playa, no tienen una importancia menor que la de la cimentación subterránea de un edificio. El volumen completo de arena requeri-

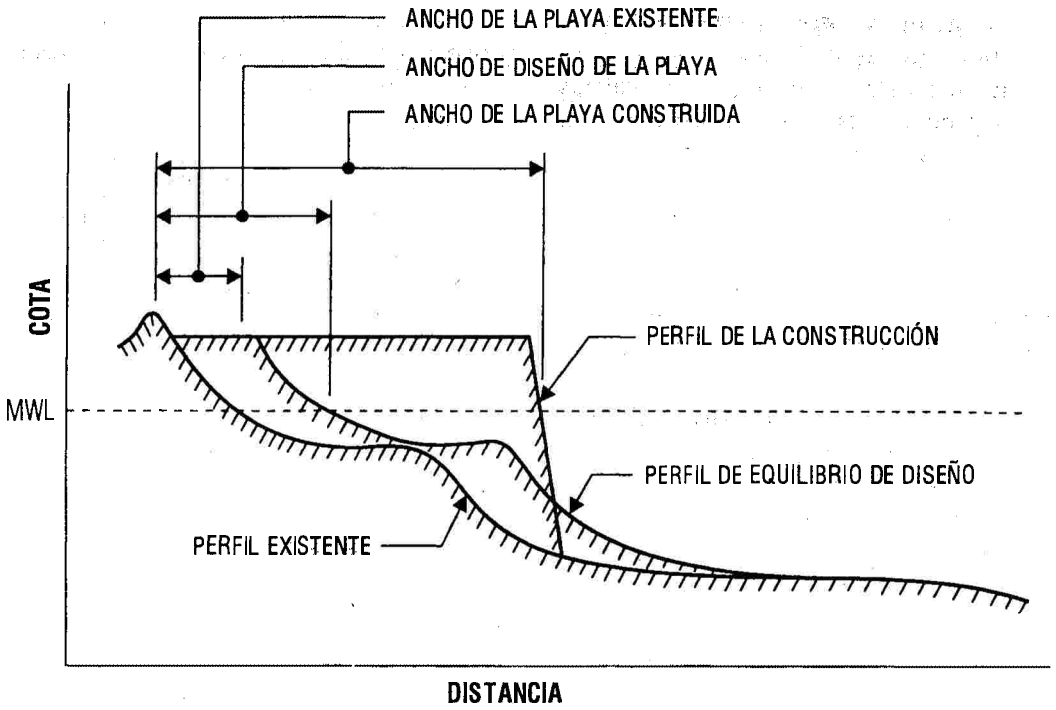


Figura 23.27 Sección transversal vertical a través de una playa en la que se muestra el perfil existente de la playa, el perfil de la construcción de relleno y los efectos del proceso de tendencia al equilibrio cruzado al litoral. (MWL = nivel medio del mar.)

do para ensanchar cierta distancia la playa seca debe tener en cuenta la parte submarina del perfil. Sin embargo, dado que la playa seca con frecuencia es una razón primaria de los beneficios, no parece haber mucha razón para intentar construir una pendiente más natural y más suave de la playa. De cualquier manera, esto sería difícil. A menudo se hace uso de la educación del público, incluyendo los letreros en el sitio de la construcción y las reuniones para informarle que el ancho inicialmente construido de playa es mucho mayor que pretendido en el diseño.

Una técnica común para estimar el volumen requerido de arena para construir un ancho deseado de playa se basa en la hipótesis de que las pendientes de la misma, posteriores a la construcción, se acoplarán a las pendientes nativas, pero se ajustarán hacia el mar por medio del ancho de diseño (Fig. 23.27). Es frecuente que exista algún **perfil compuesto de playa**, *ideal o sanitario*, que representa las características, principalmente las pendientes, de las playas a lo largo de una costa. En esencia, éste es un perfil estimado con base en datos específicos del sitio sobre el perfil de equilibrio de la playa. Los datos incluyen el clima real de las olas y la distribución del tamaño del grano. Es frecuente que se puedan superponer varios perfiles estimados para varios lugares a lo largo de la playa y con base en un punto común [HWL (nivel de la marea alta), MWL (nivel medio del mar), pie de las dunas] para desarrollar el perfil compuesto. Se debe de tener en cuidado en tomar en cuenta los perfiles socavados en exceso que han sido recubiertos con anterioridad y no son representativos de perfiles sanitarios.

Cuando el material de la fuente tiene un tamaño o distribución de tamaños diferentes de las que tiene la arena nativa, se puede aplicar un enfoque de equilibrio teórico basado en un concepto de pendiente de equilibrio de la playa. Se puede estimar aproximadamente el tiempo requerido para alcanzar el equilibrio cruzado al litoral de un relleno con alguna forma de modelo de transporte cruzado al litoral.

El transporte de arena del litoral o **tendencia al equilibrio de la forma de la vista de planta** mueve la arena de los límites del proyecto construido, en la

dirección a lo largo de la costa. Los procesos naturales de transporte de arena de este tipo moverán esa arena del lugar construido hacia playas o caletas adyacentes. Aun cuando la arena no se pierde del sistema del litoral, se pierde del proyecto. Existen tres maneras generales de estimar la razón de la tendencia al equilibrio de la forma de la vista de planta:

1. La aplicación de alguna razón de erosión histórica o *de fondo.* Se pueden usar datos sobre el perfil histórico y el cambio de la línea costera para estimar las razones volumétricas de erosión. De gran importancia para esta estimación es una comprensión clara de los procesos costeros locales, en particular la causa de la erosión en el sitio. En este enfoque se supone que la arena de relleno dejara el area del proyecto con la misma rapidez a la que ha estado saliendo la arena de la playa existente. Sin embargo, las playas construidas pueden cambiar con mayor rapidez que como ha sucedido con las playas existentes, debido a que aquéllas no se encuentran en equilibrio con las playas y bancos adyacentes y con el clima de las olas.
2. El uso de un modelo del *tipo de difusión* para la tendencia al equilibrio de la forma de la vista de planta. La dispersión de la arena que se aleja de un lugar se puede calcular a partir de la misma ecuación diferencial que para la dispersión del calor en una barra, es decir, la ecuación clásica del calor o de la difusión. Un resultado teórico de este enfoque es que, si se duplica la longitud de un relleno de playa, se cuadruplicara la duración de ese relleno. Este tipo de enfoque resulta mas apropiado para las líneas costeras largas y rectas, alejadas de la influencia de las caletas. Tiene la restricción de que se basa en algún parámetro único representativo de la altura de las olas y no toma en cuenta directamente la variabilidad en el tiempo del transporte de arena del litoral.
3. Se podría aplicar un modelo de cambio de la línea costera dependiente del tiempo para estimar el destino del relleno en condiciones supuestas de las olas incidentes.

El cernido de los finos o **tendencia al equilibrio del tamaño de la arena** es la clasificación y cernido inducidos por las olas de cualesquiera finos que pueden estar en el material de relleno. Muchos proyectos de dragado incluyen grandes porciones de material fino que no permanecera en el medio ambiente de la playa activa. El tipo de dragado que se aplique influyen en este proceso. En general, en el dragado hidráulico se extraen gran parte de los finos durante el lavado que interviene en el propio proceso de construcción. Esto puede crear un penacho de sedimentos suspendidos emanando del area de salida del tubo. La alternativa, el colado mecánico, probablemente reduce el penacho de la construcción y deja mas espacio para la deflación del relleno debida al cernido. Las fuentes posibles de arena para el relleno son las caletas cercanas, los bancos cercanos a la costa, las canteras de terrenos elevados, el dragado de las partes posteriores de las bahías y la arena traída de una fuente distante. Se puede estimar la cantidad del cernido de la arena fina con el método de la relación del relleno en exceso descrito en el *Shore Protection Manual,* 4a. ed., U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Washington, D. C.

La duración de cada parte del proceso de tendencia al equilibrio puede variar desde meses hasta años, dependiendo del tamaño del relleno. Los rellenos más grandes en climas de olas mas suaves tardan mas tiempo en responder plenamente.

Debido a la naturaleza del público de la mayor parte de las playas rellenas y a la confusión referente al *éxito* o *fracasos* de los rellenos, el monitoreo posterior a la construcción debe de ser un componente predispuesto y financiado del proyecto. Un programa de monitoreo bien diseñado permitira hacer una evaluación mas completa y racional del comportamiento del relleno de la playa. Asimismo, los resultados del monitoreo serán valiosos para el diseño de rellenos futuros en el sitio.

En algunas líneas costeras, se pueden construir estructuras para ampliar la duración de los proyectos de relleno. Los rompeolas segmentados cercanos a la costa con un proyecto de nutrición de una playa o de construcción de una ciénaga en el costado de sotavento son posibilidades para restringir la erosión de la playa que pueden proporcionar beneficios para el hábitat ambiental. Rosati y Weggel dan una guía de diseño para los rompeolas segmentados cercanos a la playa. Bender describe un concepto de rompeolas de promontorio que se puede usar para construir playas de hondonada con relleno.

(T. Bender, "An Overview of Segmented Offshore/Headland Breakwater Projects Constructed

by the Buffalo District", en *Coastal Engineering Practice'92*, Proceedings of a Specialty Conference on the Planning, Design, Construction and Performance of Coastal Engineering Projects, American Society of Civil Engineers (ASCE). J. D. Rosati, *Functional Design of Breakwaters for Shore Protection: Empirical Methods*, Technical Report CERC-90-15, U. S. Army Engineer Waterways Experimental Station, Vicksburg, Miss.: D. K. Stauble y N. C. Kraus, "Beach Nourishment Engineering and Management Considerations", ASCE, L. S. Tait, *The State of the Art of Beach Nourishment*, Proceedings of the 6th Annual National Conference on Beach Preservation Technology, The Florida Shore & Beach Preservation Association, Tallahassee, Fla. *Shore Protection Manual*, 4a. ed., U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Government Printing Office, Washington, D. C.; J. R. Weggel, *Coastal Groins and Nearshore Breakwaters*, Engineer Manual EM 1110-2-1617, U. S. Army Corps of Engineers, Washington. DC 20314-1000.)

23.14 Programas de monitoreo para proyectos de ingeniería costera

El monitoreo posterior a la construcción de los proyectos de ingeniería costera debe ser una práctica estándar de esta última. Además de los beneficios relativos a la ingeniería provenientes de esa práctica, existen razones de relaciones públicas y científicas para monitorear.

Un programa formal de monitoreo consta de mediciones de la respuesta, como levantamientos, y monitoreo de la función de fuerza, como la climatología de las olas. Si está bien diseñado, el programa facilita una evaluación verificable, basada en hechos, del funcionamiento del proyecto.

El monitoreo es especialmente importante para los proyectos que tienen potencial para tener un impacto adverso sobre playas, vías de agua, estructuras costeras o dragados cercanos. También se deben de monitorear los proyectos de rellenos de playas para obtener información acerca de la rapidez con la que la arena se sale de las fronteras del proyecto.

La finalidad principal de los programas de monitoreo es obtener datos para las decisiones futuras de administración que se relacionen con el sitio del proyecto. Aun cuando la capacidad actual para modelar cuantitativamente los complejos procesos naturales de la zona costera es limitada, el monitoreo específico del proyecto es un método probado para el desarrollo de soluciones de ingeniería eficaces respecto a los costos. El monitoreo suministra los datos para mejorar la comprensión de la manera en que responde una playa a la ingeniería y también por qué responde de esa manera. Con frecuencia un programa de monitoreo se financia con la construcción del proyecto.

Estructuras costeras

23.15 Efectos de las estructuras costeras sobre las playas

Uno de los problemas recurrentes con la estructura diseñada y construida en las playas es la evaluación de su impacto sobre las playas adyacentes. Debido a que el sistema del litoral está interconectado, lo que se hace en un tramo de playa tiene impactos significativos en las playas cercanas. El impacto está relacionado con los procesos costeros del área, en particular la razón del transporte de arena del litoral. El transporte de arena del litoral a lo largo de las playas se puede extender por muchas millas. Los bancos de las caletas son parte del mismo sistema del litoral, como las playas adyacentes, si la arena se puede mover de las playas hacia los bancos y viceversa.

Las estructuras costeras por sí mismas sólo pueden funcionar para redistribuir la arena que está en los sistemas de litorales; no crean la arena.

Las estructuras como los malecones que son perpendiculares a la costa causan una acumulación de arena en el lado arrastre arriba, reduciendo el suministro de la misma en el lado arrastre abajo. Un campo de malecones, en esencia, volverá a alinear la línea de la costa hacia el clima dominante de las olas. La información acerca de los campos de malecones es limitada, pero existe cierta indicación de que probablemente sean benéficos en la estabilización de algunos tramos de costa. Es probable que proporcionen protección contra las olas y disminuyan la razón de transporte local del litoral, debido a la realineación local en el ángulo de la línea costera. Sin embargo, los malecones reducen el movimiento de la arena hacia el lado arrastre abajo. Asimismo, pueden inducir celdas de circulación cercanas a la costa con corrientes rompientes capaces de extraer

arena del frente de la playa para llevarla hacia el sistema de bancos de arena. Probablemente, el resultado neto es un sistema de playas con una línea costera más estable. La playa no viene ni va tanto como sucedería sin los malecones.

Los muelles pequeños pueden tener un impacto sobre las playas adyacentes como el que tienen los malecones, debido a que atrapan arena del lado arrastre arriba. También pueden volver a alinear y cambiar el volumen de la arena que se almacena en el sistema de bancos de mareas.

Se utiliza el desvío mecánico de la arena para mantener el sistema de arrastre del litoral en muchas caletas diseñadas y construidas. El desvío puede consistir en el dragado periódico, con disposición del material en playas arrastre abajo, o bien, en la construcción de una planta fija de desvío. El diseño de un esquema de desvío se basa en las estimaciones tanto de la razón como de la variabilidad del transporte de arena del litoral en el sitio.

El dragado de canales de navegación, incluso sin muelles pequeños entrantes, puede contribuir a la erosión de la playa a través de dos mecanismos:

1. A menudo se dispone de la arena dragada de los bancos de las mareas menguantes en lugares cercanos a la costa, en aguas más profundas y, de este modo, se quitan del sistema del litoral.

2. El dragado puede volver a alinear el canal principal de las mareas menguantes, lo cual da por resultado la realineación de los bancos correspondientes y, de este modo, se afecta la protección de las playas adyacentes, que proporcionaban esos bancos.

Los diques de mar, los muros de contención y los muros ribereños protegen la tierra que está detrás del muro, no la playa que está enfrente del mismo. Existe poca evidencia clara de que los diques de mar en realidad causen erosión, excepto por el impacto de la reducción en el sedimento disponible para el sistema del litoral, si la línea costera se erosiona hasta el dique. Sin embargo, un dique de mar construido en una playa que está retrocediendo por otras razones, el sitio usual para uno de estos diques, contribuirá a la pérdida de la playa. (*Shore Protection Manual*, 4a. ed., U. S. Army Coastal Engineering Research Center, Government Printing Office, Washington, D. C.)

23.16 Diseño de muros ribereños y de diques de mar

Un muro ribereño, o un dique de mar, se construye para proteger las propiedades contra la erosión. Muchos muros ribereños se construyen como un montón de piedra bruta, debido a que la técnica ha probado ser eficaz en el medio ambiente áspero y dinámico de las olas. Una característica particularmente atractiva de las estructuras de montón de piedra bruta es que, cuando se diseñan de manera correcta, siguen funcionando incluso después de recibir daños por parte de tempestades mayores que la de diseño.

Existen cuatro mecanismos típicos de falla para los muros ribereños: el revestimiento inadecuado, el flanqueo, el lavado de la base y la salpicadura. Todos están relacionados con la protección inadecuada del suelo subyacente del lado corriente abajo de la estructura. El diseño del revestimiento, o recubrimiento del frente, incluye la selección del tamaño de la unidad de revestimiento y del espesor de la capa, más cualesquiera capas de abajo requeridas. Para las estructuras de montón de piedra bruta (Fig. 23.28), se puede calcular el tamaño de la roca unitaria de revestimiento a partir de la ecuación de Hudson:

$$W = \frac{w_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \theta} \qquad (23.8)$$

en donde
- W = peso correspondiente a la mediana de las unidades de revestimiento
- H = altura de diseño de las olas
- S_r = peso específico del material unitario de revestimiento
- w_r = peso unitario de la unidad de revestimiento
- θ = pendiente del frente de la estructura
- K_D = coeficiente empírico que incluye la forma, aspereza y capacidad de entrelace de las unidades de revestimiento

La ecuación de Hudson se basa en un nivel de los daños del 5% observado en las pruebas de labora-

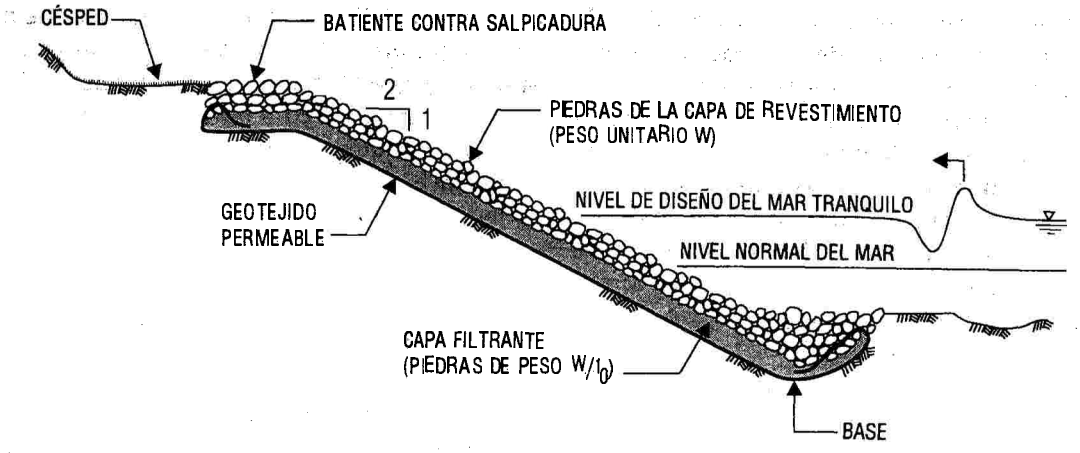


Figura 23.28 Muro ribereño de montón de piedra bruta con piedras de capa de revestimiento, debajo de las cuales se encuentra una capa filtrante de piedra y una membrana geosintética permeable.

torio con olas monocromáticas. En esta ecuación, no existe un factor inherente de seguridad.

Para piedra de cantera, áspera y angular, colocada aleatoriamente en por lo menos dos capas, K_D varía desde 1.5 hasta 4, dependiendo de la estructura del talud, si las piedras están expuestas a olas que rompen o no y si la piedra está en el remate de una estructura puntiaguda o en el cuerpo principal de un muro ribereño largo. Para olas que rompen sobre el cuerpo principal de un muro ribereño con una pendiente de 1:3, $K_D = 2.0$, cuando la gradación de las unidades por separado está dentro del rango bastante angosto de $0.75W < W < 1.25W$. Para alturas pequeñas de las olas de diseño ($H < 5$ ft) se puede usar un rango más amplio de tamaño de la piedra, pedriscal con un rango de peso de $0.25W_{50} < W < 4W_{50}$, con un coeficiente de estabilidad de 2.2 a 2.5. W_{50} es el promedio de los pesos del 50% más pesado de las piedras. El coeficiente de estabilidad puede ser más alto para unidades de revestimiento de concreto, como los tetrápodos, dolosa y cuadrápodos.

La altura de diseño de las olas, H, que se usa en la ecuación (23.8) debe de ser el promedio de las alturas del 10% más altas, H_{10}, o del 5% más altas, H_5. La altura de las olas a menudo es limitada por la profundidad.

Se recomiendan pendientes de 1:2 (vertical a horizontal) o de 1:3 para la acción de olas gruesas. Aun cuando, con la ecuación de Hudson, se han probado pendientes tan altas como 1:1.5 y se pueden construir pendientes mucho más pronunciadas mediante operarios cuidadosos de las grúas, se han tenido más fallas con estas pendientes más pronunciadas. Las posibilidades para pendientes más pronunciadas muros de retención o cestones de tablestacas verticales. Se han usado los **cestones**, canastas de alambre galvanizado con rocas, en medios ambientes de olas muy ligeras ($H < 1$ ft).

A las capas de abajo se les deben de dar tamaños de modo que las piedras no puedan ser sacadas a través de los huecos de la capa superior. Para cumplir con este requisito, las piedras de las capas inferiores deben de tener un peso mínimo correspondiente a la mediana del 10% del peso de las piedras de las capas correspondiente a su mediana. Se pueden instalar geotejidos permeables entre las capas del muro ribereño y el suelo subyacente. El diseño de la base que se muestra en la figura 23.28 permite que las unidades del recubrimiento rueden hacia abajo para entrar a cualquier agujero por deslave que se pueda formar.

Una alternativa al tipo de diseño de la figura 23.28, con sus capas y grandes unidades de revestimiento, es un **muro ribereño dinámico**, con un volumen mayor de piedras de un tamaño menor y una gradación más amplia. El objetivo de un muro ribereño dinámico es dejarlo que se mueva como respuesta a las olas de tormenta, de modo muy semejante a como responden los guijarros de la playa.

La salpicadura de las olas de tormenta sobre un muro ribereño puede causar su falla al extraer los suelos subyacentes. El nivel de la crecida, por encima del nivel de diseño del mar tranquilo puede sobrepasar el equivalente a una o dos alturas com-

pletas de ola, dependiendo de la pendiente y la aspereza de la estructura y del periodo de las olas incidentes. Las elevaciones de las crecidas de las olas irregulares varían siguiendo una forma de una distribución de Rayleigh, de modo muy semejante a como lo hacen las olas. Por lo común, los muros ribereños se diseñan para cierto nivel de crecida y se les coloca un batiente contra salpicaduras de piedras o de césped, o de ambos tipos, para lograr protección contra las olas que pasan por encima de las estructuras. La estimación de la cantidad de agua que produce deslave sobre un dique de mar o muro de retención es difícil, debido a los datos limitados de pruebas y a la extrema sensibilidad de la que pasa por arriba al nivel del mar tranquilo.

Se puede evitar el flanqueo debido al retroceso de la línea costera en los extremos de un muro ribereño ligando éste a otro dique de mar o muro ribereño adyacentes, o bien, construyendo muros de retorno perpendiculares a la costa. Los muros de retorno deben de ser suficientemente largos para que protejan contra el retroceso a largo plazo de la línea costera, cualquier retroceso provocado por una tormenta y la erosión excesiva por las tormentas debida al dique de mar. Dado que un dique de mar estructuralmente resistente protege el sedimento subyacente contra la erosión durante una tormenta, durante las tormentas se puede tener erosión excesiva adyacente a los muros. Esta erosión excesiva es muy cercana al 20% de la longitud del muro.

Diseño de muros de contención ■ El diseño de los muros verticales de contención es controlado principalmente por consideraciones geotécnicas. Dos consideraciones de la ingeniería de costas son el potencial de deslave en la base del muro (debido a la acción de las olas) y la acción de bombeo inducida por las olas en los sellos inadecuados de las juntas. El deslave en la base de un muro vertical puede aproximarse a un valor entre 1 y 1.5 veces la altura de las olas. Hasta donde las olas sean con frecuencia de profundidad limitada y, en un fondo horizontal, la altura máxima de las olas sea más o menos igual a la profundidad del agua, la elevación del deslave por debajo del nivel del fango es más o menos de 1 a 1.5 veces la profundidad del agua arriba del nivel original de ese fango. Se puede limitar el deslave al diseñar el muro para un nivel del fango más bajo.

Otra posibilidad es diseñar una base de montón de piedra bruta. El tamaño de las unidades de revestimiento en la base del montón de piedra bruta se puede determinar a partir de la ecuación (23.8), para bases que quedarán expuestas a olas rompientes. Para bases sumergidas, el peso de diseño correspondiente a la mediana de las rocas debe de ser

$$W = \frac{w_r H^3}{(S_r - 1)^3 N_s} \tag{23.9}$$

en donde N_s, el número de estabilidad, varía entre $1.8 < N_s < 5$. H es la profundidad limitada, o bien, H_{10} o H_5. Los otros términos se definen como los dados para la ecuación (23.8).

(Y. Goda, *Random Seas and Design of Maritime Structures*, University of Tokyo Press, Tokio. J. B. Herbich, *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Gulf Publishing Company, Houston, Tex. *Seawall, Bulkheads, and Revetment Design*, Engineer Manual EM-1110-2-1614, U. S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000.)

23.17 Uso de modelos físicos y numéricos en el diseño

En la ingeniería de costas, se usan modelos físicos y numéricos por diversas razones. Se utiliza el modelo físico tradicional para tomar en cuenta los procesos turbulentos que limitan la capacidad de las ecuaciones para predecir los fenómenos. Con modelos físicos a pequeña escala, los ingenieros tienen la capacidad de conducir los problemas con la configuración geométrica específica del sitio y específica del diseño, pero los modelos tienen algunas restricciones de la reducción a escala que limitan su utilidad. Se han desarrollado modelos numéricos, o sistemas de ecuaciones, para conducir una amplia variedad de problemas relacionados con la ingeniería de costas. El uso de cualquier modelo debe de constar de dos fases distintas, la calibración y la verificación, antes de la aplicación.

(M. V. Cialone, "The Coastal Modeling System (CMS): A Coastal Processes Software Package", *Journal of Coastal Research*, vol. 10, no. 3, págs. 576-587; S. A. Hughes, *Physical Models and Laboratory Techniques in Coastal Engineering*, World Scientific Publishing Co., River Edge, Nev.)

Apéndice

Frederick S. Merritt
Consulting Engineer
West Palm Beach, Florida

Factores de conversión al sistema métrico de unidades (SI)

El Congreso obligó a Estados Unidos a realizar la conversión hacia el sistema métrico de unidades al aprobar la Metric Conversion Act (Ley de Conversión Métrica) de 1975. En esta ley se expresa que será política de Estados Unidos cambiar al sistema métrico de una manera coordinada y que la finalidad de esta coordinación será reducir el costo total de la conversión. Aun cuando la conversión ya se ha llevado a efecto en algunas industrias y en algunas disciplinas de la ingeniería, se está efectuando a pasos cortos y a largos intervalos en la ingeniería civil y en la construcción. Como consecuencia, a lo largo de todo este manual se usan las unidades convencionales. En este apéndice se explica el sistema métrico y se presentan factores para realizar la conversión hacia él, para guiar y ayudar a quienes tengan la necesidad de aplicar unidades métricas en el diseño o construcción.

El sistema de unidades que se está adoptando en Estados Unidos se conoce como Sistema Internacional, o SI, que es abreviatura del nombre en francés: *Le Système International d'Unités*. Este sistema, dirigido a servir como base para la estandarización a escala mundial, fue desarrollado y está siendo mantenido por la Conferencia General de Pesos y Medidas (CGPM).

Para la ingeniería, el SI tiene la ventaja sobre las unidades convencionales de ser por completo decimal y de hacer una distinción entre las unidades de masa y las de fuerza. Con las unidades convencionales, a veces existe confusión entre el uso de los dos tipos de unidades; por ejemplo, lb o ton pueden representar masa o fuerza.

Las unidades SI se clasifican en básicas, suplementarias o derivadas. Existen siete unidades básicas (tabla A.1), que son dimensionalmente independientes, y dos unidades suplementarias (tabla A.2) que se pueden considerar como básicas o como derivadas.

Las unidades derivadas se forman al combinar unidades básicas, unidades suplementarias y otras unidades derivadas, de acuerdo con relaciones algebraicas que eslabonan a las cantidades correspondientes. Los símbolos de las unidades derivadas representan las relaciones matemáticas entre las unidades componentes. Por ejemplo, la unidad SI de la velocidad, metro por segundo, se representa por m/s o $m \cdot s^{-1}$, la de la aceleración, metros por segundo por segundo, por m/s^2, y la del momento

A.2 ■ Apéndice

TABLA A.1 Unidades básicas SI

Cantidad	Unidad	Símbolo
Longitud	metro	m
Masa	kilogramo	kg
Tiempo	segundo	s
Corriente eléctrica	ampere	A
Temperatura termodinámica	kelvin	K
Cantidad de sustancia	mol	mol
Intensidad luminosa	candela	cd

TABLA A.2 Unidades suplementarias SI

Cantidad	Unidad	Símbolo
Ángulo plano	radián	rad
Ángulo sólido	estereorradián	sr

flexionante, newton-metros, por N · m. En la figura A.1 se indica cómo se pueden combinar las unidades para formar las unidades derivadas.

Como se indica en la figura A.1, a algunas unidades derivadas se les han dado nombres especiales; por ejemplo, la unidad de energía, N · m, se llama joule y la unidad de presión o esfuerzo, N/m^2, se llama pascal. En la tabla A.3 se listan y definen las unidades derivadas SI que tienen nombre y símbolos especiales aprobados por la CGPM. En la tabla A.4 están algunas unidades derivadas que se utilizan en la ingeniería civil; otras se listan junto con los factores de conversión de la tabla A.6.

Prefijos

Con excepción de la unidad de masa, el kilogramo (kg), se forman los nombres y símbolos de múltiplos

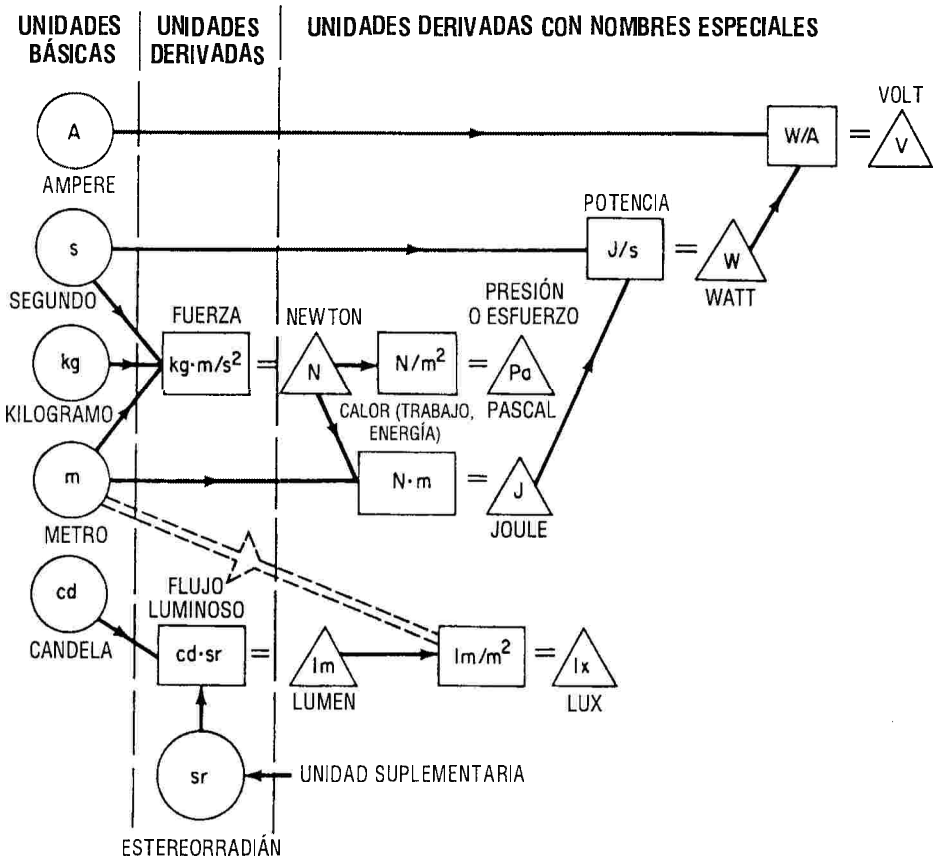


Figura A.1 Maneras en que se pueden combinar las unidades de medición SI para formar unidades derivadas.

TABLA A.3 Unidades derivadas SI con nombres especiales

Cantidad	Unidad	Símbolo	Fórmula	Definición
Cantidad de electricidad	coulomb	C	A · s	El *coulomb* es la cantidad de electricidad transportada en un segundo por una corriente de un ampere.
Capacitancia eléctrica	farad	F	C/V	El *farad* es la capacitancia de un capacitor entre cuyas placas aparece una diferencia de potencial de un volt cuando se carga con una cantidad de electricidad igual a un coulomb.
Conductancia eléctrica	siemens	S	A/V	El *siemens* es la conductancia eléctrica de un conductor en el que se produce una corriente de un ampere por una diferencia de potencial eléctrico de un volt.
Densidad de flujo magnético	tesla	T	Wb/m^2	El *tesla* es la densidad de flujo magnético dada por un flujo magnético de un weber por metro cuadrado.
Diferencia de potencial eléctrico, fuerza electromotriz	volt	V	W/A	El *volt* (unidad de diferencia de potencial eléctrico y de fuerza electromotriz) es la diferencia de potencial eléctrico entre dos puntos de un conductor que lleva una corriente constante de un ampere, cuando la potencia disipada entre estos puntos es igual a un watt.
Energía	joule	J	N · m	El *joule* es el trabajo realizado cuando el punto de aplicación de una fuerza de un newton se desplaza una distancia de un metro en la dirección de la fuerza.
Fuerza	newton	N	$kg \cdot m/s^2$	El *newton* es la fuerza que, cuando se aplica a un cuerpo que tiene una masa de un kilogramo, le da una aceleración de un metro por segundo al cuadrado.
Flujo luminoso	lumen	lm	cd · sr	El *lumen* es el flujo luminoso que emite una fuente puntual que tiene una intensidad uniforme de una candela, en un ángulo sólido de un estereorradián.
Flujo magnético	weber	Wb	V · s	El *weber* es el flujo magnético que, eslabonando un circuito de una vuelta, produce en éste una fuerza electromotriz de un volt a medida que se reduce hasta cero con una razón uniforme en un segundo.
Frecuencia	hertz	Hz	1/s	El *hertz* es la frecuencia de un fenómeno peródico cuyo periodo es de un segundo.
Iluminancia	lux	lx	lm/m^2	El *lux* es la iluminancia que produce un flujo luminoso de un lumen distribuido uniformemente sobre una superficie de un metro cuadrado.
Inductancia eléctrica	henry	H	Wb/A	El *henry* es la inductancia de un circuito cerrado en el que se produce una fuerza electromotriz de un volt cuando la corriente eléctrica en el circuito varía uniformemente a razón de un ampere por segundo.
Potencia	watt	W	J/s	El *watt* es la potencia que da lugar a la producción de energía a la razón de un joule por segundo.
Presión o esfuerzo	pascal	Pa	N/m^2	El *pascal* es la presión o esfuerzo de un newton por metro cuadrado.
Resistencia eléctrica	ohm	Ω	V/A	El *ohm* es la resistencia eléctrica entre dos puntos de un conductor cuando una diferencia constante de un volt, aplicada entre estos dos puntos, produce en este conductor una corriente de un ampere, no siendo este conductor la fuente de alguna fuerza electromotriz.
Temperatura Celsius	grado Celsius	°C	K−273.15	El *grado Celsius* es igual al kelvin y se usa en lugar de éste para expresar la temperatura Celsius (símbolo t), definida por la ecuación $t = T - T_0$, en donde T es la temperatura termodinámica y $T_0 = 273.15$ K por definición.

TABLA A.4 Algunas unidades derivadas comunes del SI

Cantidad	Unidad	Símbolo
Aceleración	metro por segundo al cuadrado	m/s^2
Aceleración angular	radián por segundo al cuadrado	rad/s^2
Área	metro cuadrado	m^2
Capacidad calorífica	joule por kelvin	J/K
Capacidad calorífica específica	joule por kilogramo kelvin	J/(kg · K)
Conductividad térmica	watt por metro kelvin	W/(m · K)
Densidad de energía	joule por metro cúbico	J/m^3
Densidad del flujo de calor	watt por metro cuadrado	W/m^2
Densidad, masa	kilogramo por metro cúbico	kg/m^3
Densidad de potencia	watt por metro cuadrado	W/m^2
Energía específica	joule por kilogramo	J/kg
Entropía	joule por kelvin	J/K
Entropía específica	joule por kilogramo kelvin	J/(kg · K)
Intensidad del campo magnético	ampere por metro	A/m
Intensidad radiante	watt por estereorradián	W/sr
Irradiancia	watt por metro cuadrado	W/m^2
Luminancia	candela por metro cuadrado	cd/m^2
Momento de una fuerza	newton-metro	N · m
Tensión superficial	newton por metro	N/m
Velocidad	metro por segundo	m/s
Velocidad angular	radián por segundo	rad/s
Vicosidad cinemática	metro cuadrado por segundo	m^2/s
Viscosidad dinámica	pascal segundo	Pa · s
Volumen	metro cúbico	m^3
Volumen específico	metro cúbico por kilogramo	m^3/kg

de las unidades SI multiplicadas por potencias de 10, positivas o negativas, añadiendo un prefijo a las unidades básicas, suplementarias y derivadas. En la tabla A-5 se da la lista de los prefijos aprobados por la CGPM. Por razones históricas, se ha conservado el kilogramo como unidad básica. Aun así, para las unidades de masa se antepone un prefijo al gramo, 10^{-3} kg. De este modo, en la tabla A-5, 1 Mg = 10^3 kg = 10^6 g.

Los prefijos se deben de utilizar para indicar órdenes de magnitud, sin incluir dígitos no significativos en los números enteros o ceros inmediatamente después del punto en los decimales. De preferencia, se debe escoger un prefijo de manera que el valor numérico asociado con una unidad se encuentre entre 0.1 y 1000. También, de preferencia, se deben de utilizar prefijos que representen potencias de 1000. Así, en la ingeniería civil, las unidades de longitud deben de ser milímetros, mm; metros, m, y kilómetros, km. Las unidades de masa deben de ser miligramos, mg; kilogramo, kg; y megagramo, Mg.

Cuando se hace una lista de valores de una cantidad en una tabla o cuando se comparta esos valores, resulta conveniente que se utilicen en todo ello el mismo múltiplo de una unidad.

Para formar un múltiplo de una unidad compuesta, como la de la velocidad, m/s, sólo se debe de usar un prefijo y, excepto cuando el kilogramo está en el denominador, el prefijo se debe de anteponer a la unidad en el numerador. Ejemplos son kg/m y MJ/kg; no se utilice g/mm o kJ/g, respectivamente. Tampoco se forme un prefijo compuesto con la yuxtaposición de dos o más prefijos; por ejemplo, en vez de Mkm, utilícese Gm. Si se requieren valores fuera del rango de los prefijos aprobados, utilícese una cantidad básica multiplicada por una potencia de 10.

Para indicar que una unidad y su prefijo se deben elevar a una potencia indicada por un exponente específico, el exponente se debe de aplicar después de la unidad; por ejemplo, en la unidad de volumen, $mm^3 = (10^{-3}\ m)^3 = 10^{-9}\ m^3$.

Unidades en uso con el SI

En donde se acostumbra utilizar unidades de sistemas diferentes de medición con las del SI es lícito continuar con esa práctica, pero se debe de minimizar su uso. Por ejemplo, para el tiempo, la unidad SI es el segundo, pero se acostumbra usar minutos (min), horas (h), días (d) y así sucesivamente. De aquí que las velocidades de los vehículos se pueden seguir dando en kilómetros por hora, km/h. De modo semejante, para los ángulos la unidad SI para el ángulo plano es el radián, pero se permite usar grados y decimales de grado. Como otro ejemplo, para el volumen, el metro cúbico es la unidad SI, pero en las mediciones de líquidos y gases se puede usar el litro (L o l), el mL (ml) o el μL (μl). De igual forma, para la masa, mientras que mg es la unidad SI apropiada para cantidades grandes, en las aplicaciones comerciales se puede utilizar la tonelada corta, la tonelada larga o la tonelada métrica.

Para la temperatura, la unidad SI es el kelvin, K, pero se usa mucho el grado Celsius, °C (anteriormente centígrado). Un intervalo de temperatura de 1°C es lo mismo que 1 K y, por definición, °C = K – 273.15.

Unidades SI preferidas para la construcción

Las unidades preferidas para la medición de la longitud para estructuras relativamente pequeñas, como los edificios y los puentes, son los milímetros y los metros. Dependiendo del tamaño de la estructura, en un dibujo se puede hacer notar convenientemente: "Todas las dimensiones mostradas están en milímetros", o bien, "Todas las dimensiones mostradas están en metros". Por convención, la unidad para los números con tres dígitos después del punto decimal, por ejemplo, 26.375 o 0.425 o 0.063, es la de metros, y la unidad para los números enteros, por ejemplo, 2638 o 425 o 63, es la de milímetros. De donde, es posible que no sea necesario mostrar los símbolos de unidad. Para la construcción de grandes dimensiones, como la de las carreteras, se pueden usar los metros y los kilómetros para las medidas de longitud, y los milímetros para el ancho y el espesor.

TABLA A.5 Prefijos del SI

Factor de multiplicación	Prefijo	Símbolo
$1\,000\,000\,000\,000\,000\,000 = 10^{18}$	exa	E
$1\,000\,000\,000\,000\,000 = 10^{15}$	peta	P
$1000000\,000\,000 = 10^{12}$	tera	T
$1\,000\,000\,000 = 10^{9}$	giga	G
$1\,000\,000 = 10^{6}$	mega	M
$1000 = 10^{3}$	kilo	k
$100 = 10^{2}$	hecto*	h
$10 = 10^{1}$	deca*	da
$0.1 = 10^{-1}$	deci*	d
$0.01 = 10^{-2}$	centi*	c
$0.001 = 10^{-3}$	mili*	m
$0.000\,001 = 10^{-6}$	micro	μ
$0.000\,000\,001 = 10^{-9}$	nano	n
$0.000\,000\,000\,001 = 10^{-12}$	pico	P
$0.000\,000\,000\,000\,001 = 10^{-15}$	femto	f
$0.000\,000\,000\,000\,000\,001 = 10^{-18}$	ato	a

*Omitirlo cuando así convenga.

Para las medidas de área, se prefieren los metros cuadrados, m^2, pero los mm^2 son aceptables para las áreas pequeñas. $1\ m^2 = 10^6\ mm^2$. Para áreas muy grandes, se pueden usar los kilómetros cuadrados, km^2, o las hectáreas, ha. $1\ ha = 10^4\ m^2 = 10^{-2}\ km^2$.

Para las medidas de volumen, la unidad preferida es el metro cúbico, m^3. Sin embargo, el volumen de los líquidos se puede medir en litros, L, o en mililitros, mL. $1\ L = 10^{-3}\ m^3$. Para los gastos, se prefieren los metros cúbicos por segundo, m^3/s, los metros cúbicos por hora, m^3/h, y los litros por segundo, L/s.

Para las cargas concentradas por gravedad, se deben de usar las unidades de fuerza llamada newton, N, o el kilonewton, kN. Para cargas del viento y por gravedad, uniformemente distribuidas, se prefiere el kN/m^2. (Los materiales pesados en básculas de resortes registran el efecto de la fuerza de la gravedad pero, por razones comerciales, las básculas se pueden calibrar en kilogramos, las unidades de masa. En esos casos, las lecturas se deben de multiplicar por g, la aceleración de una masa debida a la gravedad, para obtener la carga en newtons.) Para cálculos dinámicos, la fuerza en newtons es igual al producto de la masa, kg, por la aceleración

a, m/s^2, de la masa. Para fines de diseño, el valor recomendado de g en Estados Unidos es de 9.8 m/s^2. El valor internacional estándar para g es de 9.806650 m/s^2, en tanto que, sobre la superficie de la Tierra, en realidad varía entre 9.77 y 9.83 m/s^2.

Tanto para la presión como para el esfuerzo, la unidad SI es el pascal, Pa (1 Pa = 1 N/m^2). Debido a que las propiedades de la sección de los perfiles estructurales se dan en milímetros, resulta conveniente dar el esfuerzo en newtons por milímetro cuadrado (1 N/mm^2 = 1 MPa). Para la energía, el trabajo y la cantidad de calor, la unidad SI es el joule, J (1J = 1 N · m = 1 W · s). El kilowatt-hora, kWh (más exactamente kW · h) es aceptable para las mediciones eléctricas. El watt, W, es la unidad SI para la potencia.

Coordinación dimensional

El concepto básico de la coordinación dimensional es seleccionar las dimensiones de los componentes de un edificio y del equipo instalado, para que los tamaños se puedan estandarizar y los objetos se ajusten en su lugar con un mínimo de cortes en el campo. Una forma de conseguir esto consiste en hacer que los componentes de la edificación y los del equipo se ajusten con exactitud a un módulo cúbico básico o a múltiplos del módulo, excepto por las holguras necesarias para las juntas y las tolerancias de fabricación. Con este propósito, en Estados Unidos se emplea mucho un módulo básico de 4 in. Entre los módulos más grandes que se usan con frecuencia están los de 8 in, 12 in, 16 in, 2 ft, 4 ft y 8 ft.

El Comité Técnico 59 de la Organización Internacional para la Normalización ha establecido que 100 mm (3.937 in) sea el módulo básico para la coordinación modular en el SI. En la práctica, cuando serían más convenientes los módulos de otro tamaño, se han establecido dimensiones preferidas mediante acuerdos entre los fabricantes de los productos de construcción y los diseñadores de edificios. Por ejemplo, en la Gran Bretaña se han adoptado:

1a. preferencia	300 mm (apróx. 12 in)
2a. preferencia	100 mm (apróx. 4 in)
3a. preferencia	50 mm (apróx. 2 in)
4a. preferencia	25 mm (apróx. 1 in)

De acuerdo con esto, si una dimensión excede los 100 mm, la primera preferencia es un multimódulo de 300 mm; la segunda preferencia es el módulo básico de 100 mm.

Los multimódulos que se prefieren para dimensionamiento horizontal son 300, 600 (unos 2 ft) y 1200 mm (como 4 ft), aunque son aceptables otros múltiplos de 300. Los módulos preferidos para el dimensionamiento vertical son 300 y 600 mm, pero se aceptan incrementos de 100 mm hasta 3000 mm. Los submódulos, 25 y 50 mm, sólo se utilizan en secciones delgadas.

Algunas de las dimensiones que se utilizan con más frecuencia, como la de 22 in que se utiliza como unidad de ancho de las salidas, no se puede convertir fácilmente a un módulo SI. Por ejemplo, 22 in = 558.8 mm. El multimódulo mayor que se aproxima más es de 600 mm (23 5/8 in) y el multimódulo menor más próximo es de 500 mm (19 11/16 in). El uso de cualquiera de los multimódulos afectarán los tamaños de las puertas, ventanas, escaleras, etcétera. Para tener una conversión al sistema SI los diseñadores y los fabricantes de productos deberán acordar las dimensiones preferidas.

Factores de conversión

En la tabla A.6 se da una lista de factores de conversión de unidades convencionales de medición a unidades SI, con una precisión de siete dígitos. Para conservar la precisión en una conversión, multiplíquese la cantidad específica por el factor de conversión exactamente como se da en la tabla A-6 y después redondéese el producto hasta el número apropiado de dígitos significativos que no sacrifique ni exagere la exactitud del resultado. Con este propósito, un producto o cociente no debe de contener más dígitos significativos que el número con el número más pequeño de dígitos significativos en la multiplicación o en la división.

Los factores de conversión se dan en la tabla A.6 como un número entre 1 y 10 seguido de E (exponente), un más o un menos y dos dígitos que indican la potencia de 10 por el que debe multiplicarse la cantidad. Por ejemplo, para convertir lbf/in^2 (psi) en pascales (Pa), en la tabla A.6 se especifica la multiplicación por $6.894\,757 \times 10^3$. Para convertir a kPa, el factor de conversión es $6.894\,757 \times 10^3 \times 10^{-3} = 6.894\,757$.

[*Standard for Metrics Practice*, E 380 y *Practice for Use of Metric (SI) Units in Building Design and Construction*, E 621, ASTM, 1916 Race St., Philadelphia, PA 19103; *NBS Guidelines for Use of the Metric System*, NBS LC 1056, noviembre de 1977, y *The International System of Units (SI)*, NBS Specification Publication 330, 1977, Superintendent of Documents, Government Printing Office, Washington, DC 20402; *Metric Guide for Federal Construction*, No. 5071-2, *Metric Design Guide*, No. 5090-1, and *M2: Metric Design Guide*, No. 5110-1, National Institute of Building Sciences, Washington, DC 20005.]

TABLA A.6 Factores de conversión hacia las unidades de medición SI

Para convertir de	a	multiplicar por
acre	metro cuadrado, m^2	4.046 873 E + 03
acre ft	metro cúbico, m^3	1.233 489 E + 03
angstrom	metro,m	1.000 000*E − 10
año (365 días)	segundo, s	3.153 600*E + 07
año (sideral)	segundo, s	3.155 815 E + 07
atmósfera (estándar)	pascal, Pa	1.013 250*E + 0.5
atmósfera (técnica = 1 kgf/cm^2)	pascal, Pa	9.806 650*E + 04
bar	pascal, Pa	1.000 000*E + 05
barril (para petróleo, 42 gal)	metro cúbico, m^3	1.589 873 E − 01
braza	metro,m	1.828 804 E + 00
British thermal unit (media)	joule, J	1.055 87 E + 03
Btu (Tabla Internacional) · in/(h)(ft^2)(°F) (*k*, conductividad térmica)	watt por metro kelvin W/(m · K)	1.442 279 E − 01
Btu (Tabla Internacional/h	watt, W	2.930 711 E − 01
Btu (Tabla Internacional)/(h)(ft^2)(°F) (*C*, conductancia térmica)	watt por metro cuadrado kelvin, $W/(m^2 \cdot K)$	5.678 263 E + 00
Btu (Tabla Internacional)/lb	joule por kilogramo, J/kg	2.326 000*E + 03
Btu (Tabla Internacional/(lb)(°F)(*c*, capacidad calorífica	joule por kilogramo kelvin, J/(kg · K)	4.186 800*E + 03
Btu (Tabla Internacional)/ft^3	joule por metro cúbico, J/m^3	3.725 895 E + 04
bushel (E.U.)	metro cúbico, m^3	3.523 907 E − 02
caballo de potencia (550 ft · lbf/s)	watt, W	7.456 999 E + 02
caballo de potencia (agua)	watt, W	7.460 43 E + 02
caballo de potencia (caldera)	watt, W	9.809.50 E + 03
caballo de potencia (eléctrico)	watt, W	7.460 000*E + 02
caballo de potencia (R.U.)	watt, W	7.4570 E+02
cadena	metro,m	2.011 684 E + 01
caloría (media)	joule, J	4.190 02 E + 00
cd/in^2	candela por metro cuadrado, cd/m^2	1.550 003 E + 03
caída libre, estándar *g*	metro por segundo al cuadrado, m/s^2	9.806 650*E + 00
centímetro de agua (4°C)	pascal, Pa	9.806 38 E + 01
centímetro de mercurio (0°C)	pascal, Pa	1.333 22 E + 03
circular mil	metro cuadrado, m^2	5.067 075 E − 10
cuadrado (100 ft^2)	metro cuadrado, m^2	9.290 304*E + 00
cuarto (áridos E.U.)	metro cúbico, m^3	1.101 221 E − 03
cuarto (líquido E.U.)	metro cúbico, m^3	9.463 529 E − 04
día	segundo, s	8.640 000*E + 04
día (sideral)	segundo, s	8.616 409 E + 04
dina	newton,N	1.000 000*E − 05
ft^2	metro cuadrado, m^2	9.290 304*E − 02
ft^2/h (difusividad térmica)	metro cuadrado por segundo, m^2/s	2.580 640*E − 05

TABLA A.6 *(continuación)*

Para convertir de	a	multiplicar por
ft^2/s	metro cuadrado por segundo, m^2/s	9.290 304*E – 02
ft^3 (volumen o módulo de sección)	metro cúbico, m^3	2.831 685 E – 02
ft^3/min	metro cúbico por segundo, m^3/s	4.719 474 E–04
ft^3/s	metro cúbico por segundo, m^3/s	2.831 685 E– 02
ft^4 (momento de área de inercia)	metro a la cuarta potencia, m^4	8.630 975 E – 03
ft/min	metro por segundo, m/s	5.080 000*E – 03
ft/s	metro por segundo, m/s	3.048 000*E – 01
ft/s^2	metro por segundo al cuadrado, m/s^2	3.048 000*E – 01
ft · lbf	joule, J	1.355 818 E + 00
ft · lbf/min	watt, W	2.259 697 E – 02
ft·lbf/s	watt, W	1.355 818 E + 00
ft-poundal	joule, J	4.214 011 E– 02
galón (líquidos Canadá)	metro cúbico, m^3	4.546 090 E – 03
galón (líquidos R.U.)	metro cúbico, m^3	4.546 092 E – 03
galón (áridos E.U.)	metro cúbico, m^3	4.404 884 E – 03
galón (líquidos E.U.)	metro cúbico, m^3	3.785 412 E – 03
galón (líquidos E.U.) por día	metro cúbico por segundo, m^3/s	4.381 264 E – 08
galón (líquidos E.U.) por minuto	metro cúbico por segundo, m^3/s	6.309 020 E – 05
grado	grado (angular)	9.000 000*E – 01
grado	radián, rad	1.570 796 E – 02
grado (ángulo)	radián, rad	1.745 329 E– 02
grado Celsius	kelvin, K	$T_K = t_C + 273.15$
grado Fahrenheit	grado, Celsius	$t_C = (t_F - 32)/1.8$
grado Fahrenheit	kelvin, K	$T_K = (t_F + 459.67)/1.8$
grado Rankine	kelvin, K	$T_K = T_R/1.8$
(°F)(h)(ft^2) Btu (Tabla Internacional) (R, resistencia térmica)	kelvin metro cuadrado por watt, $K \cdot m^2/W$	1.761 102 E – 01
(°F)(h)(ft^2)/Btu (Tabla Internacional) · in (resistividad térmica)	kelvin metro por watt, K · m/W	6.933 471 E + 00
gramo	kilogramo, kg	1.000 000*E – 03
grano	kilogramo, kg	6.479 891*E – 05
hectárea	metro cuadrado, m^2	1.000 000*E + 04
hora	segundo, s	3.600 000*E + 03
hora (sideral)	segundo, s	3.590 170 E + 03
in^2	metro cuadrado, m^2	6.451 600*E – 04
in^3 (volumen o módulo de sección)	metro cúbico, m^3	1.638 706 E – 05
in^4 (momento de área de inercia)	metro a la cuarta potencia, m^4	4.162 314 E – 07
in/s	metro por segundo, m/s	2.540 000*E – 02
kelvin	grado Celsius	$t_C = T_K - 273.15$
kilogramo-fuerza (kgf)	newton,N	9.806 650*E + 00
kgf· m	newton metro, N · m	9.806 650*E + 00
kgf · s^2/m (masa)	kilogramo, kg	9.806 650*E + 00
kgf/cm^2	pascal, Pa	9.806 650*E + 04
kgf/m^2	pascal, Pa	9.806 650*E + 00
kgf/mm^2	pascal, Pa	9.806 650*E + 06
km/h	metro por segundo, m/s	2.777 778 E – 01
kWh	joule,J	3.600 000*E + 06
kip (1000 lbf)	newton,N	4.448 222 E + 03

TABLA A.6 *(continuación)*

Para convertir de	a	multiplicar por
kip/in^2(ksi)	pascal, Pa	6.894 757 E + 06
lambert	candela por metro cuadrado, cd/m	3.183 099 E + 03
lb (lb avoirdupois)	kilogramo, kg	4.535 924 E − 01
lb (troy o farmacéutica)	kilogramo, kg	3.732 417 E − 01
lb · in^2 (momento de inercia)	kilogramo metro cuadrado, kg · m^2	2.926 397 E − 04
lb/ft · s	pascal segundo, Pa · s	1.488 164 E + 00
lb/ft^2	kilogramo por metro cuadrado, kg/m^2	4.882 428 E + 00
lb/ft^3	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	1.601 846 E + 01
lb/gal (líquidos R.U.)	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	9.977 633 E + 01
lb/gal (líquidos E.U.)	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	1.198 264 E + 02
lb/h	kilogramo por segundo, kg/s	1.259 979 E − 04
lb/in^3	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	2.767 990 E + 04
lb/min	kilogramo por segundo, kg/s	7.559 873 E − 03
lb/s	kilogramo por segundo, kg/s	4.535 924 E − 01
lb/yd^3	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	5.932 764 E − 01
lb · fuerza (lbf)	newton,N	4.448 222 E + 00
lbf · ft	newton-metro, N · m	1.355 818 E + 00
lbf/ft	newton por metro, N/m	1.459 390 E + 01
lbf/ft^2	pascal, Pa	4.788 026 E + 01
lbf/in	newton por metro, N/m	1.751 268 E + 02
lbf/in^2 (psi)	pascal, Pa	6.894 757 E + 03
litro	metro cúbico, m^3	1.000 000*E − 03
maxwell	weber, Wb	1.000 000*E− 08
mho	siemens, S	1.000 000*E + 00
micra	metro,m	1.000 000*E − 06
micropulgada	metro,m	2.540 000*E − 08
mil	metro,m	2.540 000*E − 05
milibar	pascal ,Pa	1.000 000*E + 02
milímetro de mercurio (0°C)	pascal, Pa	1.333 22 E + 02
milla (internacional)	metro,m	1.609 344*E + 03
milla (terrestre E.U.)	metro,m	1.609 347*E + 03
milla (náutica internacional)	metro,m	1.852 000*E + 03
milla (náutica E.U.)	metro,m	1.852 000*E + 03
mi^2 (internacional)	metro cuadrado, m^2	2.589 988 E + 06
mi^2 (terrestre E.U.)	metro cuadrado, m^2	2.589 998 E + 06
mi/h (internacional)	metro por segundo, m/s	4.470 400*E − 01
mi/h (internacional)	kilometro por hora, km/h	1.609 344*E + 00
minuto	segundo, s	6.000 000*E + 01
minuto (ángulo)	radián, rad	2.908 882 E − 04
minuto (sideral)	segundo,s	5.983 617 E + 01
nudo (internacional)	metro por segundo, m/s	5.144 444 E −01
onza (avoirdupois)	kilogramo, kg	2.834 952 E − 02
onza (troy o farmacéutica)	kilogramo, kg	3.110 348 E − 02
onza (fluidos R.U.)	metro cúbico, m^3	2.841 307 E − 05
onza (fluidos E.U.)	metro cúbico, m^3	2.957 353 E−05
onza-fuerza	newton,N	2.780139 E − 01
ozf · in	newton metro, N · m	7.061 552 E − 03
oz (avoirdupois)/ft^2	kilogramo por metro cuadrado, kg/m^2	3.051 517 E − 01
oz (avoirdupois)/yd^2	kilogramo por metro cuadrado, kg/m^2	3.390 575 E − 02

TABLA A.6 *(continuación)*

Para convertir de	a	multiplicar por
perm (0°C)	kilogramo por pascal segundo metro, kg/(Pa· s · m)	5.721 35 E – 11
perm (23°C)	kilogramo por pascal segundo metro, kg/(Pa · s · m)	5.745 25 E – 11
perm · in (0°C)	kilogramo por pascal segundo metro, kg/(Pa · s · m)	1.453 22 E – 12
perm · in (23°C)	kilogramo por pascal segundo metro, kg/(Pa · s · m)	1.459 29 E – 12
pie	metro,m	3.048 000*E – 01
pie-candela	lux,lx	1.076 391 E + 01
pie de agua (39.2°F)(presión)	pascal, Pa	2.988 98 E + 03
pie-lambert	candela por metro cuadrado, cd/m^2	3.426 259 E + 00
pie (topografía E.U.)	metro,m	3.048 006 E – 01
rad	metro,m	5.029 210 E + 00
segundo (ángulo)	radián, rad	4.848 137 E – 06
segundo (sideral)	segundo, s	9.972 696 E – 01
pulgada	metro,m	2.540 000*E – 02
pulgada de agua (60°F)(presión)	pascal, Pa	2.488 4 E + 02
pulgada de mercurio (32°F)(presión)	pascal, Pa	3.386 38 E + 03
pulgada de mercurio (60°F)(presión)	pascal, Pa	3.376 85 E + 03
tonelada (ensayo)	kilogramo, kg	2.916 667 E – 02
tonelada (larga, 2240 lb)	kilogramo, kg	1.016 047 E + 03
tonelada métrica	kilogramo, kg	1.000 000 E + 03
tonelada (refrigeración)	watt, W	3.516 800 E + 03
tonelada (registro)	metro cúbico, m^3	2.831 685 E + 00
tonelada (corta 2000 lb)	kilogramo, kg	9.071 847 E + 02
ton (larga)/yd^3	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	1.328 939 E + 03
ton (corta)/yd^3	kilogramo por metro cúbico, kg/m^3	1.186 553 E + 03
tonelada fuerza (2000 lbf)	newton,N	8.896 444 E + 03
tonne	kilogramo, kg	1.000 000*E + 03
Wh	joule,J	3.600 000*E + 03
tabla-pie	metro cúbico, m^3	2.359 737 E – 03
pinta (áridos E.U.)	metro cúbico, m^3	5.506 105 E – 04
pinta (líquidos E.U.)	metro cúbico, m^3	4.731 765 E – 04
poise (viscosidad absoluta)	pascal segundo, Pa · s	1.000 000*E – 01
poundal	newton,N	1.382 550 E – 01
yarda	metro,m	9.144 000*E – 01
yd^2	metro cuadrado, m^2	8.361274 E – 01
yd^3	metro cúbico, m^3	7.645 549 E – 01

*Valor exacto.
Tomado de *Standard for Metric Practice*, E380, ASTM.

Indice

Abertura, 15.35
ABS (acrilonitrilo-butadieno-estireno), 5.64
Acabados:
  para aluminio, 5.47, 5.48
  recubrimientos como (*vea* Recubrimientos)
Accesorios sanitarios, 15.80 a 15.84
Aceleración de la gravedad, 6.100, 6.103, 6.105, 6.109, 6.113, 21.14
Aceras, 14.37, 16.9 a 16.12, 17.9
Acero:
  austenítico, 5.30, 5.31, 5.32
  cementita, 5.31
  clasificaciones de, 5.30
  coeficiente de expansión para, 9.4
  curvas de transformación isotérmica para, 5.31, 5.32
  de calibre ligero (*vea* Perfiles formados en frío; Láminas de acero; Acero en tiras)
  diagrama hierro-carbono para, 5.30, 5.31
  en tiras (*vea* Perfiles formados en frío; Acero en tiras)
  estructural (*vea* Acero estructural)
  ferrita, 5.31, 5.32
  formado en frío (*vea* Perfiles formados en frío; Lámina de acero; Acero en tiras)
  inoxidable, 5.34, 5.35
  lámina (*vea* Perfiles formados en frío; Acero en láminas)
  manganeso Hadfield, 19.44
  martensita, 5.32
  módulo de elasticidad, 9.4
  módulo de rigidez, 9.4
  Numeración del AISI para el, 5.30
  perlita, 5.32
  peso (densidad) de, 15.9
  razón de Poisson, 9.4
  refuerzo (*vea* Refuerzo)
  resistencia a la fluencia de (*vea* Metales, resistencia a la fluencia; Acero estructural, resistencia a la fluencia de)
  (*Vea también* Metales; Acero estructural)
  resistente a la corrosión (*vea* Acero estructural, resistente a la corrosión)
  soldadura de (*vea* Soldadura de aceros estructurales)
  transmisión del sonido a través de, 15.89
Acero estructural:
  aleación (*vea* aleación baja, *abajo*)
  aplicaciones de, 9.1, 9.3, 9.6
  apoyos para, 9.32 a 9.34
  armaduras de (*vea* Armaduras)
  atiesadores de: aplastamiento permisible en, 9.34
    aplastamiento, 6.47, 9.28 a 9.31, 9.34 a 9.36
    en columnas, 9.37
    en conexiones, 9.30, 9.31 a 9.37
    en trabes, 9.25, 9.26 a 9.31, 9.34 a 9.36, 17.18 a 17.21
    espaciamiento de, 9.27, 9.29
    espaciamiento entre sujetadores, 9.28
    longitudinales, 9.29, 9.31, 17.18
    tipos de, 9.25, 9.29
  calmado, 5.39 a 5.41
  carbono, 5.29 a 5.46, 9.3, 9.4
  (*Vea también* con adición de columbio-vanadio; tratamiento térmico; de baja aleación y maraging)
  clasificación de grupos, 9.5, 9.6
  coeficiente de expansión, 9.4, 9.63
  columnas de: diseño por esfuerzos permisibles (ASD), 9.19, 9.20
    almas de, 9.16, 9.34
    arriostramiento para (*vea* prevención del pandeo; Arriostramiento)
    atiesadores para, 9.37
    compuestas, 8.71
    diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), 9.20, 9.21, 9.37
    empalmes de, 9.6, 9.8, 9.54
    en caja, 17.15, 17.24
    esfuerzos permisibles para, 9.19, 9.20
    llenas de agua, 9.63 a 9.65
    longitud efectiva, 9.19, 9.20
    placas de base para, 9.32, 9.33
    prevención del pandeo, 9.37, 9.41
    (*Vea también* atiesadores de; Arriostramiento)
    razones ancho-espesor para, 9.13 a 9.16
    (*Vea también* Columnas)
    relaciones de esbeltez, 9.12, 9.13, 9.19, 17.14
    (*Vea también* razones profundidad-espesor para)
    resistencia al pandeo, 5.39
    resistencia de diseño, 9.20, 9.21
    resistencias relativas, 9.9
    tolerancias para, 9.9, 9.10, 9.11, 9.62
  con adición de columbio-vanadio, 5.29
  con contenido de cobre, 9.2
  conexiones de (*vea* Conexiones)
  contenido de carbono, 5.31, 5.32
  control de vibraciones para, 9.12
  cortante de, 5.42
  cubierta de placa ortotrópica (*vea* Puentes, cubierta de placa ortotrópica)
  curvas esfuerzo-deformación unitaria, 5.36, 5.37
  de alta aleación, 5.30, 9.3, 9.4
  de baja aleación, 5.29, 5.30, 5.32 a 5.34, 5.37, 5.38, 9.3, 9.4
  de efervescencia interrumpida, 5.40, 5.41
  desgarre laminar, 9.5, 9.6
  designación, 5.30
  diseño plástico de, 9.12, 9.22 a 9.24
  (*Vea también* Vigas, teoría plástica para)

diseño por esfuerzo permisible (ASD), 9.11
diseño por factores de carga y resistencia, 9.11, 9.12
ductilidad de, 5.36, 5.41, 9.2
dureza, 5.38
economía de, 9.9
efectos de la producción en, 5.39, 5.40
efectos de la temperatura sobre, 5.38, 5.65
efectos del calor, 5.38
efectos del laminado, 5.40, 5.41
efectos del tamaño del grano, 5.33
(*Vea también* Metales, efectos del tamaño del grano)
efectos del trabajado en frío, 5.38
efervescente, 5.40
elasticidad, 5.35
envejecimiento por deformación, 5.38
(*Vea también* Endurecimiento, edad)
envueltas en concreto, 9.44, 9.66
escariado, 5.42
esfuerzos de fluencia, 5.36 a 5.41, 6.101, 9.1 a 9.6
(*Vea también* Metales; Acero)
esfuerzos en, permisibles (*vea* esfuerzos permisibles)
esfuerzos permisibles para: tensión básica, 9.13, 9.16
almas con cargas concentradas, 9.35, 9.36
aplastamiento, 9.32 a 9.34, 9.44
cargas cíclicas (fatiga), 9.38, 9.39, 17.13, 17.26
cargas de encharcamiento, 9.31
cargas de viento, 9.39
cargas sísmicas, 9.38
columnas, 9.18 a 9.21
conexiones entre atiesador y alma, 9.27
cortante de bloque, 9.16
cortante y tensión, 9.27
cortante, 9.15 a 9.17
flexión y cargas axiales, 9.34, 9.35
flexión, 9.21 a 9.23
sujetadores (*vea tipos específicos de sujetadores, tales como* Pernos, estructurales; Soldaduras)
esfuerzos residuales en, 5.38
especificaciones para: materiales, 5.30, 5.41, 5.42, 9.1 a 9.8, 17.10, 17.11
diseño, 9.9 a 9.13, 17.10, 17.11
espesor mínimo permitido para, 9.12
estructuración, montaje de, 9.54 a 9.59
factores de carga para, 9.11, 9.12
falla dúctil, 5.38
falla frágil, 5.38, 9.6, 9.7
fatiga de, 5.39, 6.101, 6.102, 9.38, 9.39, 17.22 a 17.27
flujo plástico, 5.38
intemperismo (*vea* resistente a la corrosión)
maraging, 5.29, 5.30, 5.32, 5.33
miembros a compresión de (*vea* columnas de)
miembros a tensión: esfuerzos permisibles, 9.13
razones de esbeltez, 9.13, 17.14
resistencias de diseño, 9.13, 9.15
sección neta, 9.13
módulo de cortante (rigidez), 9.4
módulo de elasticidad, 5.35, 6.100, 8.39, 9.2, 9.4, 9.63
módulo de rigidez (cortante), 5.39
montaje de: tolerancias para, 9.59, 9.62
equipo para, 9.54 a 9.59
(*Vea también* tolerancias para)
normalización, 5.33, 5.41
para puentes, 9.5, 9.6, 17.10, 17.11
para recipientes a presión, 9.1, 9.3, 9.4
pasadores, 9.34
perfiles para, 5.40, 9.6, 9.8 a 9.10
pernos para (*vea* Pernos, estructurales)
pilas de, 7.38
pintura de, 5.81, 9.64 a 9.66
placas de: base, 9.33, 9.34
de apoyo, 8.30, 9.32
material para, 5.41, 9.3, 9.4
ortotrópicas (*vea* Puentes, cubierta ortotrópica)
prevención de la corrosión, 5.81, 9.65, 9.66
(*Vea también* Recubrimientos; Corrosión; Pinturas)
protección contra el fuego, 9.61 a 9.65
protección contra flamas, 9.63, 9.64
puntos de fluencia (resistencias) de (*vea* Esfuerzos de fluencia de)
punzonado de, 5.42
Razón de Poisson para, 5.36, 6.8, 9.4
razones ancho-espesor para, 9.13 a 9.15
razones costo-resistencia para, 9.9
relajación de, 5.38
remaches para, 9.6
reparación de, 5.41
resistencia mínima especificada de: en cortante, 5.39, 9.4
en tensión, 5.35, 5.38, 5.40, 6.101, 9.2 a 9.6
resistentes a la corrosión, 5.33, 5.38, 5.81, 9.2 a 9.4, 9.66
secciones compactas, 9.13
soldabilidad, 5.41, 5.42, 9.2
soldadura de (*vea* Soldadura de; Soldaduras)
sopladuras, 5.40, 5.41
sujetadores para (*vea* Pernos; Pasadores; Soldaduras)
templado y revenido, 5.30
tenacidad de muesca, 5.36, 5.38, 9.2, 9.5,9.6
tenacidad de, 5.36, 5.37, 9.2
teoría de diseño elástico para, 9.11, 9.12, 9.20, 9.24
(*Vea también* Vigas, teoría elástica para)
tes de, 9.9
tolerancias para, 9.10, 9.11, 9.62
trabes armadas de: esfuerzo permisible del patín, 9.26
almas de, 9.14, 9.15, 9.26, 9.28, 9.29, 9.35, 9.36
(*Vea también* razones profundidad-espesor; esfuerzos cortantes en; atiesadores de)
aplicaciones, 9.25, 17.17, 17.24
apoyos para, 9.30, 9.32, 9.33, 17.16
arriostramiento para (*vea* prevención del pandeo; Arriostramiento)
atiesadores (*vea* atiesadores de)
capacidad por cortante, 9.17
con cubiertas ortotrópicas (*vea* Puentes, cubiertas ortotrópicas)
con pernos, 9.26
conexiones de patines, 9.28, 17.18
cortante y tensión combinados, 9.27
cubierta, 17.17, 17.18
curvas, 6.33, 6.34
(*Vea también* Puentes, trabes curvas)
de tablero inferior, 17.18 a 17.21
definición, 9.25
diseño por esfuerzos permisibles (ASD) para, 9.25, 9.26
diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), 9.26 a 9.31, 17.18, 17.21
empalmes, 9.28, 9.31, 17.15, 17.18, 17.19
en caja, 17.15, 17.24
en construcción compuesta (*vea* Vigas, compuestas de acero y concreto)
esfuerzos cortantes en, 9.15 a 9.17, 9.27, 9.28
esfuerzos de flexión, 9.24, 17.22, 17.23
híbridas, 9.13, 9.26, 9.31, 9.32
límites de deflexión para, 9.31, 17.15
límites de la razón claro-profundidad, 17.14, 17.25
patines, 9.26, 9.30
(*Vea también* razones profundidad-espesor para)
prevención del pandeo, 9.37, 9.51, 17.18, 17.19, 17.20
(*Vea también* atiesadores de; razones profundidad-espesor para; Arriostramiento)
profundidad mínima, 9.31
razones profundidad-espesor, 9.25, 9.26
(*Vea también* almas de)
soldadas, 9.26, 17.18, 17.19, 17.21
soportados por cables (*vea* Puentes, atirantados; colgantes)

tratado térmicamente, 5.29, 5.30, 5.33, 9.4, 9.5
tubería de, 5.35, 5.36, 9.8
tubo, 9.3, 9.4
tubos en, 5.39, 5.40
ventajas de, 9.1, 17.10
vigas de: diseño por esfuerzo permisible (ASD), 9.21 a 9.23
almas de, 9.14, 9.16, 9.25, 9.35, 9.36
(*Vea también* Límites de deflexión; trabes armadas; Vigas; Trabes)
arriostramiento para (*vea* prevención del pandeo; Arriostramiento)
atiesadores de (*vea* atiesadores de)
capacidad por cortante, 9.17
con cargas axiales, 9.34, 9.35
diseño por factores de carga y resistencia (LRFD), 9.22 a 9.23, 17.11
empalmes de, 9.54, 9.57
en construcción compuesta (*vea* Vigas, compuestas)
esfuerzos cortantes en, 9.15 a 9.17
esfuerzos de flexión en, 9.21, 9.23, 9.31
esfuerzos torsionales, 9.37
límites de deflexión para, 9.31, 17.15
límites de esbeltez para patines, 9.25
límites para la relación claro-profundidad, 17.14, 17.25
longitudes máximas no soportadas lateralmente, 9.22, 9.24
momento elástico crítico para, 9.24
momento máximo de pandeo, 9.24
momentos plásticos, 9.22
placas de apoyo para, 9.32
prevención del pandeo, 9.37, 9.41
(*Vea también* atiesadores de; razones ancho-espesor; Arriostramiento)
profundidades mínimas, 9.32
redistribución del esfuerzo, 9.21, 9.22
resistencia de diseño a la flexión, 9.23, 9.24
tolerancias, 9.59, 9.62
Acimut, 12.11
Acondicionamiento de aire:
cantidades necesarias de aire, 15.69, 15.70
capacidad necesaria, 15.67
ciclo básico, 15.68
con bombas de calor, 15.71
con enfriadores de absorción, 15.69
con unidades completas e independientes, 15.69
con unidades de paquetes, 15.69
filtros, 15.69
sistemas aire-agua, 15.71, 15.72
sistemas con volumen de aire variable para, 15.70, 15.71
zonificación, 15.69
Acre-pie, 21.3
Acres, 12.3
Acrílicos, 5.64
Acrilonitrilo-butadieno-estireno (ABS), 5.64
Acta de Agua Limpia, 22.2, 22.3
Acta de Aire Limpio, 22.2, 22.72
Acta de conversión métrica, A.1
Acueductos, 20.21
Acuicludos, 21.88
Acuíferos, 21.88 a 21.91
Acuíferos artesianos, 21.89, 21.111 a 21.113
Acústica:
criterios de diseño, 15.91, 15.92
métodos para el control de vibraciones, 15.89
(*Vea también* Ruido; Sonido)
métodos para el control del sonido 15.82 a 15.91, 19.20, 19.21
propósitos, 15.87 a 15.89
sistemas de clasificación 15.91
Adhesivos:
con conservadores, 11.22
curado, 11.23
efectos de humedad, 11.4
efectos de temperatura, 11.12
para madera contrachapada, 11.61, 11.63
para madera laminada, 11.1, 11.21
para pisos delgados, 15.27
(*Vea también* Cemento)
selección, 11.22
Aditivos (*vea materiales específicos, como* Concreto, aditivos para)
Administración:
construcción: consultores en, 2.2, 2.3, 2.7, 2.8, 4.1
contratos para, 3.4, 3.5, 3.6
deberes de, 4.1 a 4.3
(*Vea también* Contratistas, responsabilidades de los)
reportes para, 4.25, 4.26
sistema para control de proyectos, 4.25
subcontratación, 2.2
(*Vea también* Ofertas; Contratistas; Estimaciones de costos; Propuestas de construcción; Programas de construcción)
tiempo de proyecto, 4.25
diseño, 2.1 a 2.8
(*Vea también* Diseño; Ingeniería; Ingenieros; Ingenieros-contratistas)
Administración de la cuenca de captación hidráulica, 14.14, 14.15
Administradores de las construcciones, 2.2, 2.3, 2.7, 2.8, 4.1 a 4.3, 4.24
Administradores de proyectos de construcción, 4.5, 4.6, 4.23, 4.24
Adornos en la base de un poste de escalera, 15.55, 15.56
Aeronave (avión), 18.3, 18.14, 18.16. 18.37, 18.38
Aeropuertos:
antepistas, 18.1, 18.4, 18.20 a 18.23, 18.41
aplicaciones del radar, 18.45
aproximaciones para, 18.7 a 18.12
áreas requeridas, 14.36, 18.11
auxiliar, 18.6, 18.7
aviación general, 14.39, 18.2, 18.6, 18.7
caminos de acceso, 18.12, 18.37
capacidad de pistas, 18.20
acercamiento con instrumentos de precisión, 18.9, 18.11
acercamiento de no precisión, 18.9, 18.11
acercamiento visual, 18.9, 18.11
áreas de seguridad, 18.4, 18.15, 18.16
áreas libres de objetos para, 18.5, 18.7 a 18.9
cobertura del viento, 18.17 a 18.19
de servicio general, 18.9
definición, 18.1
dimensiones, 18.4, 18.13, 18.14
distancias declaradas, 18.15
distancias visuales, 18.15
espaciamiento, 18.5
iluminación (*vea* iluminación en)
intervalos visuales (RVR), 18.14
no pavimentados, 18.32
numeración, 18.16
pendientes transversales, 18.24, 18.27
pendientes, 18.4, 18.15 a 18.17
rosa de los vientos, 18.17, 18.19
secciones transversales, 18.24 a 18.27
trazo, 18.16 a 18.21
umbral desplazado, 18.15
umbral reubicado, 18.15
zonas de protección, 18.9 a 18.12
categorías de acercamiento de aeronaves, 18.2 a 18.5
civil imaginario (libre de obstrucciones), superficies para 18.7 a 18.9
civil, 18.1, 18.2
clasificaciones, 18.1, 18.2, 18.6
código de referencia (ARC), 18.2, 18.3
consejeros FAA para, 18.2, 18.14
control del tránsito, 18.44, 18.45
despegue y aterrizaje corto, 18.50
dispositivos para la transferencia de pasajeros, 18.36
drenaje, 18.13, 18.24 a 18.27
edificios en: carga, 18.39
hangar, 18.38
servicio, 18.39
terminal, 18.1, 18.33 a 18.37
torre de control, 18.1, 18.42, 18.46
empresa de transporte aéreo, 14.39, 18.2, 18.3

espaciamiento, 18.13
estacionamiento de aeronaves, 18.33 a 18.36
estacionamiento de automóviles 18.22
estándares, 18.2, 18.4, 18.6
FAA Airport Improvement Program (AIP) para, 18.2
facilidades, 18.1
franjas de aterrizaje, 18.13
grupos de diseño de aeroplanos para, 18.2, 18.4
iluminación en: aproximación, 18.45
control, 18.42
faro, 18.39
función, 18.39
indicador de trayectoria precisa de aproximación, 18.45
indicador de viento, 18.39
obstrucción, 18.39
pista de rodaje, 18.42
pista, 18.39 a 18.42, 18.45
tipos usados, 18.39
impacto ambiental, 18.7
indicadores de viento, 18.39
investigaciones del suelo, 18.13, 18.23, 18.24
localizador, 18.45
luces de acercamiento para (*vea* iluminación en)
marcas en, 18.39, 18.43
márgenes alrededor, 18.7 a 18.12
militar, 18.1, 18.2
National Plan of Integrated Airport Systems (NPIAS), 18.3, 18.6
obstrucción de la iluminación. (*vea* iluminación en)
pavimentos para: capas base para, 18.26 a 18.27, 18.30
áreas críticas, 18.27
bituminosos, 18.27 a 18.31
capas superficiales para, 18.28
capas superpuestas, 18.31
cargas, 18.28 a 18.31
concreto con cemento portland, 18.30, a 18.33
curvas de diseño, 18.27 a 18.31, 18.33
espesores mínimos, 18.31, 18.32
flexible, 18.26, 18.27, 18.27 a 18.30
funciones, 18.25
juntas, 18.31
módulo de reacción de la subrasante para, 18.31
para aeronaves ligeras, 18.30, 18.31
rígido, 18.26, 18.30 a 18.33
subbases, 18.26 a 18.28
subrasante para, 18.26, 18.28
planeación, 14.39, 14.40, 18.2 a 18.7, 18.14
planos aprobados de distribución en planta (ALP) para, 18.5, 18.6
planos constructivos, 18.6
planos de nivelación para, 18.24
punto de referencia, 18.7
referencia de pendiente de planeo para, 18.45
selección del sitio, 14.40, 18.9, 18.11, 18.12
señales marcadoras en, 18.45
servicio comercial, 18.6, 18.7
sistemas de aterrizaje por instrumentos (ILS), 18.44, 18.45
suelo estabilizado, 16.33
suministro de combustible, 18.43
suministro y almacenamiento de combustible, 18.43, 18.44
superficies de aproximación, 18.7
cónicas, 18.7
horizontales, 18.7
primarias (aterrizaje), 18.7
transitorias, 18.7
tareas ingenieriles, 18.1
zona de estacionamiento de aeronaves (rampas) en, 18.1, 18.4, 18.21, 18.22
zonificación, 18.7, 18.13
(*Vea también* Helipuertos)
Agencia para la Protección del Medio Ambiente, 21.95, 22.1
Agregados:
características, 5.12 a 5.17
de granulometría discontinua, 5.14
de peso ligero, 5.15, 5.16, 8.5, 8.6
de peso normal, 5.12 a 5.15
de peso pesado, 5.17, 8.5, 8.6
finos, 5.12, 5.14, 5.15 (*Vea también* Arena)
gradación de, 5.13 a 5.15
gruesos, 5.12, 5.15, 5.16
mejora de la calidad, 5.14
módulo de finura, 5.14, 5.15
reactivo a los álcalis, 5.13, 8.5
tamaños de, para miembros de concreto, 8.6, 8.7, 8.23
Agua:
altura, 7.9, 15.9, 20.17
(*Vea también* Fluidos; Hidráulica; Suministro de agua; Tratamiento del agua)
autopurificación, 14.13, 14.14, 22.28 a 22.30
calidad del, 14.16, 14.17, 21.93, 22.30
(*Vea también* contaminantes en; Tratamiento del agua)
calor en, 15.64
contaminación de: de la construcción, 3.9
de la eliminación del agua de desecho, 22.28
de las descargas industriales, 22.3, 22.4
del enfriamiento del agua industrial, 14.16
en lagos y embalses, 14.13
fuente no puntual, 14.17, 22.3
fuente puntual, 22.2, 22.3
contaminantes en: química, 21.95 a 21.97
corrosiva, 21.98
definición, 21.94
microbiológica, 21.94
niveles máximos de, 21.94 a 21.98
primaria, 21.94 a 21.98
radiactiva, 21.96, 21.97
secundaria, 21.94, 21.98
turbidez, 21.95, 21.96
(*Vea también* calidad del)
densidad del, 21.36
derecho de apropiación, 21.94
derecho de propiedad, 21.93
derechos ribereños, 21.94
desecho (*vea* Agua de desecho)
dureza del, 21.106
energía del, 21.128 a 21.130
enfriamiento, 22.3
estabilidad de carbonatos del, 21.107
gravedad específica, 7.9, 15.9, 20.17, 21.1
módulo de elasticidad, 21.3, 21.36
olas de (*vea* Olas, de agua)
oxígeno en, 22.28, 22.29
presión del vapor, 21.4
presión: hidrostática, 20.34, 21.6, 21.7
medición, 21.11 a 21.14
(*Vea también* Fluidos, presión de; Ariete hidráulico; Suministro de agua, presiones para el)
suministros de (*vea* Suministro de agua)
tensión superficial, 21.4
topes, 8.19, 15.54
tormenta: definición, 22.3
remoción de (*vea* Alcantarillas, de tormenta)
(*Vea también* Lluvia; Escurrimiento)
tratamiento de (Tratamiento del agua)
túneles para, 20.21
usos de, 14.13, 14.16, 21.91, 21.92, 21.127
viscosidad, 21.5
Agua subterránea: definición, 21.88
administración, 21.89
control ambiental, 3.9
escurrimiento, 21.81
monitoreo, 7.17, 21.91
para suministro de agua, 21.88 a 21.90
(*Vea también* Nivel freático)
protección contra la contaminación, 14.14
rendimiento seguro, 21.89
sobreexplotaciones de, 21.89
velocidad de flujo, 21.88
Aguas de desecho:
agua de tormentas (*vea* Escurrimiento)
(*Vea también* Desechos, sólidos; Eliminación de aguas de desecho; Tratamiento de aguas de desecho)

bacterias en, 22.24
BOD de, 22.3, 22.24 a 22.26
clasificación de, 22.3
COD de, 22.26
combinado, 22.4
definición, 22.3
domésticas: bacterias en, 22.25
características de, 22.3, 22.24 a 22.26
contenido orgánico de, 22.24
definición, 22.3
descarga municipal de, 22.5, 22.8
equivalente de población, 22.26
fuentes de, 22.2, 22.3
pruebas de, 22.27, 22.28
resistencia de, 22.24
sólidos en, 22.24
filtrado de, 22.22, 22.35, 22.40
flujo de diseño para alcantarillas, 22.5
industrial: BOD de, 22.3, 22.64
cantidades producidas, 22.64
características de, 22.3, 22.4, 22.64
clasificación de, 22.64
definición, 22.3
efectos de, 22.3, 22.4
equivalente de población, 22.64
tratamiento de (*vea* Tratamiento de aguas de desecho)
lodo de (*vea* Lodos)
Agujas, 7.104, 7.105
Aire:
calor en el, 15.63, 15.68
comprimido, 7.77, 7.78, 7.84, 20.34 a 20.37
conductividad térmica, 15.61
contaminación: definición, 22.71
control por dispersión, 22.73
fuentes, 22.71
origen de los contaminantes, 14.19
prevención, 22.72, 22.73
esmog, 22.71
densidad, 20.17
dispositivos para la limpieza, 22.72, 22.73
estándares de calidad, 22.2, 22.72
filtros, 15.69, 22.66
flujo en ductos, 15.63, 15.64, 20.17, 20.18
monitoreo, 22.66
muestreo, 22.74
presión atmosférica, 21.4
punto de rocío, 15.62
Aire comprimido, construcción con, 7.84
Aislamiento:
acústico (impacto), 15.90, 15.91, 15.92
peso, 15.6
térmico, 10.26, 15.61, 15.62
Aislamiento térmico, 15.61
Aislantes, de vibraciones, 5.75
Alambres, refuerzo (*vea* Refuerzo, alambre; Tendones)
Albañales:
(*Véase también* Coladeras, Alcantarillas)
en edificios, 15.80, 15.85
en entradas, 22.16 a 22.17
en túneles, 20.20
para filtros de aguas de desecho, 21.105
Alcance del viento, 23.6
Alcantarillas (*vea* Escurrimiento; Agua de desecho)
Alcantarillas:
alimentador, 22.21
capacidad de flujo, 16.27, 19.37, 21.44, 21.45
cargas sobre, 14.35, 22.13
combinado, 14.35, 22.4, 22.9, 22.19
común, 22.4
concreto, 16.29, 16.30
conexiones para, 22.21
construcción de, 22.20, 22.21
curvas, 22.11
de alivio, 22.5
de tormenta: acceso a, 22.17
bocas de pozo para, 22.16
(*Vea también* Drenes; Alcantarillas)
capacidad de flujo, 22.9
cuenca de captación para (*vea* entradas para)
definición, 16.28, 22.4
en túnel, 22.21
entradas para, 16.28, 22.14 a 22.16
flujo en, 22.6, 22.7
sobreflujo de tormenta, 22.5
soporte de, 22.21
velocidad máxima en, 22.11
velocidad mínima en, 22.10
(*Vea también* Alcantarillas; Drenaje; Drenes)
velocidades en, 22.8 a 22.11
definición, 13.2, 16.30, 21.41, 22.5
descarga, 22.4, 22.18, 22.29
en edificios (viviendas), 15.80, 15.83, 22.4
escalonadas, 22.16
estaciones de bombeo para, 14.35, 22.21
excavación, 13.2
excavación para, 22.21
flujo en: control de, 22.21
ajustes por pédida de energía, 22.11
tasa de, 22.11
flujos de diseño para, 14.35, 22.6, 22.9
interceptoras, 22.5
investigaciones en sitio para, 22.7
juntas de, 22.5, 22.21
lateral, 22.5, 22.9
mapa, 22.9
materiales para, 22.13
metálicas: esfuerzos permisibles en las paredes, 10.37, 10.39
compresión anular, 10.37, 10.39
costuras con tornillos, 10.39
densidad de relleno, 10.36, 10.37
espesor requerido, 10.38, 10.39
presiones de diseño, 7.97 a 7.99, 10.36, 16.29
procedimiento de diseño, 10.36, 10.37
propiedades de la sección, 10.38, 10.39
secciones transversales, 16.29, 16.30
verificación de la rigidez, 10.39
para carreteras, 16.27, 16.30
para ferrocarriles, 19.37
(*Vea también* Fluidos en alcantarillas; Salto hidráulico)
pendientes de, 22.10 a 22.11
pozos de registro, 16.28, 22.16
presión, 7.97 a 7.99, 16.30
principales, 22.5, 22.7
ramal, 22.5, 22.9
relleno para, 22.21
rugosidad de, 22.10
salidas para, 22.18
sanitario: definición, 22.5
capacidad de flujo de, 14.35, 22.10
diámetro mínimo de, 14.35, 22.11
diseño de, 22.7 a 22.15
infiltración en, 22.6
variación del flujo en, 14.35
velocidad máxima en, 22.11
velocidad mínima en, 22.10
sección transversales de, 22.13
secciones transversales, 16.29
sifón invertido, 22.5, 22.18, 22.19
tubería forzada (a presión), 22.4
tubos para (*vea* secciones transversales de; materiales para; Tubo)
vertedores de sifón para, 22.18, 22.19
Aldabas, 15.47
Aleación de cobre, zinc y estaño, 5.50
Aleaciones de magnesio, 15.9
Alidada, 12.14, 12.16
Alquitrán, 5.24, 15.9, 15.48
Altura libre, 15.55
Aluminato tricálcico (C_3A), 5.3 a 5.5
Aluminio:
acabados, 5.47, 5.48
alcantarillas de (*vea* Alcantarillas, metal)
aleaciones, 5.46 a 5.49
concreto con, 8.4, 8.5
endurecimiento, 5.46
estructural: ventajas, 5.47
alargamiento, 5.49
aleaciones, 5.48, 5.49
coeficiente de dilatación térmica, 5.48, 17.7
conexiones, 5.48, 5.49
módulo de elasticidad, 5.48
pernos, 5.48
peso, 5.48
relación de Poisson, 5.48
remaches, 5.49
resistencia a la fluencia, 5.49
(*Vea también* Compuestos metálicos; Metales)
resistencia a la tensión, 5.49
soldadura suave, 5.48

soldadura, 5.48, 5.49
módulo de elasticidad, 10.39
protección contra la corrosión, 5.81
resistencia a la corrosión, 5.81
tratamiento térmico, 5.46
Aluminoferrita tetracálcica (C_4AF), 5.3, 5.4
Aluminum Association, 5.52
Amarraderos:
amarradero fijo, 23.21
ancla, 23.14
boya, 23.14, 23.21
dársena, 23.27, 23.28
norayes (*vea* Norayes)
facilidades para, 23.20
fuera de la costa, 23.14, 23.21
poste, 23.25
American Arbitration Association, 4.29
American Association of State Highway and Transportation Officials, 3.22, 8.25, 9.11
American Concrete Institute, 5.12, 8.5
American Congress of Surveying and Mapping, 12.2
American Consulting Engineers Council, 2.19
American Forest and Paper Association, 11.8
American Institute of Architects, 4.29
American Institute of Steel Construction, 9.1, 9.65
American Institute of Timber Construction, 11.55
American Insurance Association, 9.64
American Iron and Steel Institute, 5.52, 9.11, 9.64, 9.65, 10.36
American Plywood Association, 11.65
American Public Health Association, 22.27
American Railway Engineering Association, 19.9, 19.26
American Society for Metals, 5.52
American Society of Civil Engineers, 2.19
American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers, 15.62
American Society of Mechanical Engineers, 15.79
American Welding Society, 5.52, 8.22, 9.11
Ampere, A.2
Amtrak, 19.9
Análisis de valor:
aplicación, 1.10, 1.11
comparaciones, 1.12 a 1.17
definición, 1.12
en diseño de sistemas, 1.10, 1.11
objetivos, 1.12
procedimiento, 1.14, 1.15
Analizador de hincado de pilotes, 7.61 a 7.63
Anclajes:
barcos (*vea* Norayes; Amarraderos)
paredes, 7.82, 7.84, 7.92, 7.94
puentes atirantados, 17.38, 17.39
puentes colgantes, 17.32
techos, 10.26
tendones, 8.28 a 8.30, 8.74
Anclas:
amarraderos (*vea* Amarraderos)
boya de amarre, 23.14, 23.15
escotillón, 7.92, 7.94
fricción del suelo en, 7.96
muertos, 7.82, 7.83
muros, 15.31, 15.32
presión pasiva, 7.95, 7.96
rieles, 19.40, 19.41
roca, 7.82, 7.84
tirantes, 7.83, 7.84, 7.92, 7.94
Andenes, 23.37
Anillos:
con dientes, 11.42
de compresión, 6.99
de tensión, 6.89
esfuerzos térmicos en, 6.8
partido, 11.41
Anillo de refuerzo, 20.1
Antecámaras y cerraduras:
antecámara, 20.1, 20.35, 20.36
cerraduras para puertas, 15.47, 15.48
Apagar (la cal), 5.7
Aplanadoras, 13.3
Aplastamiento (esfuerzo), 6.7, 7.27, 7.28, 7.30, 8.75, 9.32
Apoyo (soporte), 9.30 a 9.34, 17.15, 17.16
(*Vea también* Pernos; Placas, apoyo; Reacciones; Mecedoras; Rodillos)
Apuntalamiento, 7.82, 7.83, 7.103 a 7.109
(*Vea también* Zapatas, preprobadas; Parrillas; Gateo, lodo; Agujas; Pilotes; Pozos; Puntales)
Apuntalamientos, 7.104 a 7.106
(*Vea también* Cimbra)
Arandelas (rondanas), 9.54, 11.40, 11.44, 19.40
Arcilla:
aditivos para la arena, 7.111, 7.112
ángulo de fricción interna, 7.10, 7.11, 7.89
cohesión, 7.11
consolidación (*vea* Suelos, consolidación de)
deshidratación, 7.31
identificación, 7.5 a 7.7
peso, 7.89, 15.9
(*Vea también* Suelos, cohesivos; Suelos, de grano fino)
potencial de cambio de volúmen, 7.21
presión de: sobre anclas, 7.96
sobre mamparas flexibles, 7.94
sobre muros arriostrados, 7.93, 7.94
sobre muros autoestables, 7.92, 7.93, 7.95, 7.96
presión permisible, 7.29
resistencia cortante, 7.10, 7.11, 7.12
sensibilidad de, 7.11
Arcos:
acero formado en frío, 10.33 a 10.35
acero, 17.46, 17.48
arriostramiento, 11.24, 11.25
atirantado, 6.86, 17.47
biarticulado, 6.85, 6.87, 17.47
características, 6.85
carga de viento, 17.6, 17.7
cilíndricos, 6.90, 6.91, 8.105 a 8.109
componentes, 6.85
concreto, 8.100, 8.101, 17.7
conexiones (*vea* Conexiones)
cubiertas para, 17.48
de tímpano abierto, 17.47
definición, 6.85
diseño, 17.48
esfuerzos en:
primarios, 6.88, 17.47
secundarios, 6.88, 17.47
gateamiento de, 17.47
madera (*vea* Madera, arcos de)
múltiple, 17.47
razones elevación-claro, 17.48
reacciones, 6.85 a 6.88
soportes, 6.85
triarticulados, 6.85, 17.47
vigas atiesadoras, 17.47
Áreas rurales, definición, 16.2
Áreas urbanas, definición, 16.2
Arena:
ángulo de fricción interna, 7.11, 7.89
asentamiento de, 7.33, 7.34
características de partículas de, 7.4
coeficiente de uniformidad para, 21.104, 22.35
consolidación de (*vea* Suelos, consolidación de)
definición, 7.4
deshidratación, 7.99 a 7.103
en concreto (*vea* Agregados)
filtros, 21.103 a 21.106, 22.35, 22.40
identificación de, 7.4
módulo de fineza, 5.14, 5.15
peso de, 7.89, 15.6
(*Vea también* Agregados, finos; Suelos, de grano grueso; sin cohesión)
playa, 23.10
presión de: sobre anclas, 7.94
sobre muros arriostrados, 7.90, 7.91
sobre muros autoestables, 7.88, 7.90, 7.94 a 7.96
sobre muros flexibles, 7.92
presión permisible sobre, 7.30
resistencia cortante de, 7.11, 7.12
sobre muros rígidos, 7.90
tamaño efectivo de, 21.104, 22.35
Ariete hidráulico, 15.85, 21.35 a 21.38
Armaduras:
arriostramiento de: en puentes, 17.29, 17.30
en techos, 15.22, 15.23
para fuerzas laterales, 6.50, 6.51

temporal, **11.24**, **11.25**
tipos de, **11.24**, **11.57**
Baltimore, **6.43**
cable, **6.99**, **6.100**
características de, **6.42**, **17.29**
cargas sobre, **6.41**, **6.46** a **6.50**
colgantes de (*vea* verticales)
como riostras, **15.22** a **15.24**
complejas, **6.50**, **6.52**
contradiagonales en, **6.49**, **6.50**
cubierta, **6.42**, **17.29**
cuerdas de, **6.42**, **6.47** a **6.49**, **11.55**, **17.30** a **17.34**
(*Vea también* líneas de influencia para; esfuerzos en)
de cuerda superior curva, **11.56**
de cuerda y arco, **6.43**, **11.55**, **11.56**
de cuerdas paralelas (plana), **6.45** a **6.47**, **11.55**, **11.56**
(*Vea también* Howe; Pratt; Warren)
de madera (*vea* Madera, armaduras de)
de paso inferior, **6.42**, **17.29**
definición, 6.15, 6.42, **17.29**
deflexiones de, **6.56**, **6.57**
determinada, **6.52**
diagonales de, 6.42, 6.47 a **6.50**, **11.55**, **17.30**, **17.31**
(*Vea también* contradiagonales; líneas de influencia para; esfuerzos en)
diagramas de Maxwell para, **6.44**
empalmes en, **17.15**, **17.31**
enK, **6.43**
en voladizo, **17.29**, **17.31**
energía de, **6.53**, **6.56**
esfuerzos en: análisis gráfico de, 6.41, **6.44**, **6.45**
con cuerdas no paralelas, **6.45**
con cuerdas paralelas, **6.42** a **6.46**
con paneles subdivididos, **6.46**
de cargas móviles, **6.46** a **6.48**
de viento, **6.44**
indeterminados, **6.52**
líneas de influencia para (*vea* líneas de influencia para)
método de secciones, 6.3, **6.42** a **6.46**
por aislamiento de nudos, **6.42**, **6.44**
secundarios, **6.41**, **17.31**
estabilidad de, **6.50**, **6.51**
estructuración de la cubierta de, **6.46**, **17.29** a **17.31**
fabricación de, **17.29** a **17.31**
Fink, **6.43**
Howe, **6.43**
indeterminada, **6.52**
Inglesa, **6.43**
juntas en (puntos de panel), **6.42**, **11.52** a **11.55**, **17.31**, **17.33**, **17.34**
king post, **6.43**
lateral, **6.50**, **6.51**
límites de la razón altura-claro, **17.14**
líneas de influencia para, **6.47** a **6.49**
miembros de alma de (*vea* diagonales de; verticales de)
notación de Bow para, **6.42**
Parker, **6.43**
Pettit, **6.43**
portales, **6.50**, **6.51**
postes de (*vea* verticales, *abajo*)
Pratt, **6.43**
puente, **6.42**, **6.43**, **6.46** a **6.51**, **17.29** a **17.31**
reacciones de, **6.3**, **6.46**
rebajada, **17.27**
techo, **6.42**, **6.43**
tipos de, **6.42**, **6.43**
triangulares, **6.42**, **11.55**, **11.56**
verticales de, **6.42**, **6.46**, **17.30** a **17.32**
Warren, **6.43**
Aros (*vea* Anillos)
Arpent (medida), **12.3**
Arranque (de arco), 6.85
Arriostramiento:
capacidad requerida de, **11.24**
distribución de carga hacia, 6.77, 6.78
lateral, **6.50**, **6.51**, 9.51
marco rígido (*vea* Marcos rígidos)
para construcción temporal, **11.25**
(*vea también* Tipos específicos de construcción y materiales, tales como Vigas; Columnas; Trabes; Madera, arcos de; vigas de; muros de)
para edificios: con marcos, 6.77, 6.79, 9.51, **15.22** a **15.26**
armadura de techo, **15.22**, **15.23**
con conexiones de placa extrema, 9.50. 9.51
conexiones con momento (marco rígido), 9.50, 9.51, **15.22**, **15.25**, **15.26**
de rodilla, 9.50, **15.22**, **15.25**
desplazamiento lateral, **6.77**, **6.79**, 9.50, **15.24**, **15.25**, **17.28**
diafragmas para, **6.77**, 9.51, **11.19**, **15.14**, **15.15**, **15.22**
lateral, 9.50, **15.22** a **15.26**
muro de cortante, 6.79, 9.51, **15.22**
por orientación de alas de edificios, **15.22**
sismo, **6.77**, **6.79**
tipo K, **6.78**
tipo V invertida, 6.78
tipo X, 6.78, **15.22** a **15.25**
(*vea también* Marcos; Marcos rígidos)
tubo vertical, **15.24**, **15.25**
para excavaciones, **7.81** a **7.85**
para puentes: marcos transversales o diafragmas, 9.51, **9.52**, **17.18**, **17.48** a **17.49**
de rodilla, 9.52, **17.18**, **17.19**
desplazamiento lateral, 9.51, **17.30**
lateral, **6.50**, **6.51**, 9.51, **17.18**, **17.30**, **17.34**
propósito, **6.77**, **11.24**, **11.25**, **15.22**
relaciones de esbeltez para, 9.13, **17.14**
tirante presforzado, **7.82**, **7.84**
Arroyos (*vea* Canales)
Artesa, **22.35**
Articulaciones:
de puertas, **15.45** a **15.48**
estructurales, 8.97, 8.98, **17.16**
plásticas de vigas, **6.80**
Asfalto:
alquitrán, **5.25**
aplicaciones, **5.25**
cementos (AC), **5.25**
constituyentes, **5.24**
definición, **5.24**, **15.48**
emulsionado, **5.25**, **5.26**, **15.49**
impermeabilización, **5.25**
impermeabilización, **5.25**
para aceitamiento de caminos (SC), **5.25**, **16.34**
para techados, **5.25**, **15.7**, 15.48, 15.49
pavimentos (*vea* Carreteras, pavimentos para)
peso, **15.9**
(*Vea también* Concreto, bituminoso)
propiedades, **5.24**
rebajado, 5.25, **15.49**
Asfalto, tejas, **15.27**, **15.28**
Asociación, **1.10**, **1.11**
Asociaciones, de ingeniería, 2.19, 2.20
(*Vea también* Asociaciones y sociedades específicas)
Ataguías:
arriostramiento, 7.82 a 7.84
celulares, 7.80 a 7.82, 23.20
chapa de forro, 7.84
circulares, 7.82, 7.85
con revestimiento horizontal de tablones, 7.81, 7.82
consideraciones de diseño, 7.79, 7.84
control de fugas, 7.79, 7.82
(*Vea también* Excavaciones, deshidratación de)
de muro de concreto, 7.85 a 7.87
de pared doble, 7.80
de pared sencilla, 7.81, 7.82
definición, 7.79
factores de seguridad, 7.79
revestimiento vertical con tablones, 7.85
(*Vea también* Encofrados; Diques; Excavación)
tablestacas en, 7.79 a 7.83, 23.18
Atmósfera, **21.3**
Austenita, **5.31**, **5.32**
Autobuses, **14.38**, **14.39**
Autopistas (*vea* Carreteras, autopistas)
Autopistas (*vea* Carreteras, supercarreteras)
Avance con tablaestacas (*vea* Tableros, de saetín)

Bacterias, **22.24**
Balasto:
  barco, **23.20**
  ferrocarril, **19.1**, **19.2**, **19.18**, 19.35, 19.36
Balaustre, 15.56
Balustrada, 15.56
Bandas, 5.77
Banquillos, 15.50
Barandal, 15.56, 15.57, **16.12**, **16.13**, 17.8, **17.9**
Barcos:
  anclajes para, **23.14**
  (*Vea también* Norayes; Fondeaderos)
  balasto en, **23.20**
  calado, **23.19**
  cargado, **23.19**
  desplazamiento: ligero, **23.19**
  estabilidad de, 21.11
  fondeaderos para (*vea* Muelles; Fondeaderos)
  impacto de atraque, **23.29**, **23.32** a **23.34**
  línea de carga sobre, 23.19
  Marca Plimsoll sobre, **23.19**
  tonelaje de: carga, **23.19**
    bruto, **23.19**
    desplazamiento, **23.19**
    neto, **23.19**
    peso muerto, **23.19**
  volteo de, **23.11**, **23.12**
Bardas, **16.17**
Barra Kelly, 7.69
Barras:
  cargadas excéntricamente, **6.29**
  de refuerzo (*vea* Refuerzo)
  efecto de impacto, 6.107 a 6.109
  energía de deformación, **6.9**, 6.10
  flexibilidad, **6.58**
  junta de rieles, **19.5**, **19.38**, **19.39**
  Kelly, 7.69
  medición, **12.2**
  nivelación, **12.6**, **12.13**, **12.14**
  refuerzo (*vea* Refuerzo, Tendones)
  rigidez, 6.59
  tirante, **16.48**, **16.49**
  tirante (tensores), **11.44**, **11.55**
  ventana, 15.35
Barreras de vapor, 15.63
Basura, **22.66** (*Vea también* Desperdicios, sólidos)
Batientes:
  de puertas, 15.44, 15.45
  de ventanas, 15.35, 15.36
Bermas, 16.17, 16.28
Bibliotecas, 14.31
Biodiscos, **22.59** a **22.60**
Bisagras, 15.47, 15.48
Bitumen (*Vea también* Asfalto; Alquitrán), **15.9**, 15.48
Bloque de asfalto, 15.6
Bloque de concreto (*vea* Mampostería)
Bloque de vidrio, 15.6, 15.32
Bloques de empuje (hojas), 13.12, 13.13
Bocas de pozos, **22.16**
Bombas:
  agua de desecho, **20.21**, **22.21** a **22.23**
  alternativas, 21.121
  carga de succión para, 21.120
  centrífuga, 21.119, 21.120, **22.23**
  contrafuego, 15.4
  de calor, 15.71
  de chorro, 7.102, 21.121
  de hélice, 21.121
  eyectoras, **22.23**
  helicoidales, 21.121
  por elevación de aire, **21.122**
  pozo: profundo, 21.122, **21.123**
    superficial, **21.122**
    tipos de, 21.120 a 21.123
  prevención de la cavitación, 21.5, 21.119, 21.120
  rotatorias, 21.121
  submersible, 21.123
  sumidero, 20.20, 20.21, **22.23**
  turbina, 21.123
  velocidad específica de, 21.121
Bonos:
  desempeño, **3.18**, 4.33
  formas para, 3.2
  garantía, 3.11
  oferta, 3.2, 3.17, 4.33
  pago, **3.19**, 4.33
  para mejoría del capital, **14.44**
  seguridad, 4.33
  selección de corredor, 4.6
Botalón: Chicago, **9.56**, **9.58**
  de grúa, 7.40
  en excavadoras, **13.4**, **13.5**
Bóvedas (*vea* Cascarones)
Boyas:
  anclaje, **23.14**
  navegación, **23.** 15
Braza, 12.3
Bronces, 5.50, 5.51, **15.9**
Brújula, 12.9
Btu, 15.61
Butadieno, 5.64
Butilo, 5.67

Caballete de montaje, **9.51**, **9.53**
Caballetes, **19.48**, **23.37**
Caballos de potencia, 15.73, 21.3, 21.128
Cabezales de cortante, 8.59
Cabios, 6.16, **11.50**, **11.52**
Cables:
  alargamientos, 6.97
  aplicaciones, 5.45, 5.46, 6.94
  características, **6.94**
  catenaria, **6.95**, **6.96**
  definición, 6.94
  deflexiones, 6.97
  esfuerzos, **6.96** a **6.99**, **17.36**
  flechas, **6.94** a **6.97**
  formas, 6.94, 6.95, 17.36, 17.37
  longitud, 6.95 a 6.97
  materiales, 5.44, 5.45, 6.94
  módulo elástico, 5.45
  parábola, **6.96**, **6.98**
  preestirado, 5.46
  puente colgante, 17.34 a 17.37
  reacciones, 6.96, 6.97
  resistencias a la ruptura, 5.45
  simples, **6.94** a **6.99**
  vibración, **6.99**, **6.100**
  (*Vea también* Estructuras soportadas por cables; Sistemas de cables)
Cadenas (limpieza del terreno), 13.4
Cadenas (medida), **12.2**
Cajones de aire:
  abierto, 7.76, 7.77
  aplicaciones, 6.74, 7.76
  Benoto, 7.76
  Chicago, 7.76
  de caja cerrada, 7.78
  definición, 7.75, 7.76
  dimensiones, 7.76
  encofrado, 7.76
  flotante, 7.75
  instalación, 7.76, 7.77
  neumático, 7.77, 7.78
  para muelles, **23.23**, **23.25**
  (*Vea también* Pozos, perforados)
  para túneles, **20.28**
  perforados (*vea* Pozos, perforados)
  Potomac, 7.78
Cal viva, 5.1, 5.8, 5.9, **15.9**, **22.52**
Calcinación, 5.7
Calefacción:
  agua caliente doméstica, 15.64
  aire caliente, **15.64**, 15.65
  bomba de calor, 15.71
  capacidad necesaria para, 15.63
  con unidades calefactoras, 15.66
  espacio de agua caliente, 15.64
  radiante, 15.67
  vapor, 15.65 a 15.67
Calentadores (*vea* Calefacción)
Calles, **14.23**, **14.26**, **14.27**, **14.37**
  (*Vea también* Carreteras)
Calor:
  de electricidad, 15.67
  del Sol, 15.67
  en condensación, 15.66
  en el agua, 15.64
  (*Vea también* Calefacción)
  en el aire, **15.63**, 15.64, 15.68
  en vapor, 15.67
  latente, 15.67, 15.68
  sensible, 15.67, 15.68
  transmisión, 15.61
Cámara preliminar de sedimentación, **22.33**, **22.34**
Caminos (*vea* Carreteras)
Caminos para bicicletas, 14.37
Camiones:
  de volteo, **13.8**, **13.9**, **13.10**
  para diseño de carreteras, 17.3 a 17.6

Campo de juegos, 14.21
Canales: sección de control, 21.53
control de la erosión, 3.9, 21.79
descarga (*vea* flujo en)
disipadores de energía, 16.29, 21.59, 21.60
excavación, 13.2
flujo en: con pendiente adversa, 21.50, 21.52
cálculo de paso directo, 21.53 a 21.55
cálculo de paso estándar, 21.53, 21.55, 21.56
carga de energía específica, 21.46 a 21.48
con fondo horizontal, 21.50, 21.52
con pendiente creciente, 21.47
con pendiente crítica, 21.50, 21.52
con pendiente grande (fuerte), 21.50 a 21.52, 21.61, 21.63
con pendiente suave, 21.50 a 21.52, 21.63
constante, 21.53, 21.54
continuo, 21.45
curvas de aguas abajo para, 21.53
curvas de descenso de nivel, 21.51, 21.52
curvas de remanso, 21.50, 21.52 a 21.56, 21.60
curvas para clasificación del agua de descarga, 21.59, 21.60
definición, 21.45
en curvas, 21.64 a 21.66
en embalses, 21.15, 21.62, 21.63
en transiciones en sección, 21.63, 21.66
factor de sección, 21.47
fórmula de Chezy, 21.49, 21.50
fórmula de Manning, 21.49, 21.50, 22.9
línea de gradiente hidráulico, 21.15, 21.46, 21.47
línea de grado de energía (carga total), 21.46, 21.47
pérdidas de fricción, 21.46, 21.47
pérdidas por remolinos (impacto) en, 21.55
permanente, 21.46, 21.64
radio hidráulico, 21.46, 21.64
razón de, 21.45
salto hidráulico (*vea* Salto hidráulico)
secciones eficientes, 21.63
subcrítica, 16.29, 21.48, 21.49, 21.64, 21.65
supercrítica, 16.29, 21.48, 21.49, 21.65, 21.66
uniforme, 21.45 a 21.49, 21.64
variada, 21.46, 21.50 a 21.56
(*Vea también* Salto hidráulico)
velocidad, 21.46
(*Vea también* Fluidos)
líneas de grado hidráulico, 21.16, 21.46
modelos, 21.21
olas en: ángulo de, 21.65
celeridad, 21.53
control, 21.65, 21.66
estacionaria, 21.65
perturbación, 21.53
para escurrimientos en carreteras, 16.28, 16.29
pendiente crítica, 21.48
pérdida de carga en la entrada, 21.61 a 21.64
perímetro mojado, 21.46
(*Vea también* Puertos; Alcantarillados)
profundidad del flujo en: alternado, 21.48, 21.49
crítico, 21.48 a 21.50
definición, 21.46
en la vena contraída, 21.53, 21.60
hidráulico, 21.58
normal, 21.46 a 21.50
secuencial, 21.48, 21.49
recubrimientos, 16.29
rugosidad, 16.29, 21.50, 21.51
sedimentos en: arrastres, 21.77, 21.78
carga suspendida, 21.77 a 21.79
control, 21.77
de la erosión, 21.78
deposición, 21.75 a 21.79
depósitos en delta, 21.77
efectos, 21.75
modelos de fondo (lecho) móvil, 21.21
transporte, 21.75 a 21.79
superelevación, 21.59
transición en curvas, 21.65
uniformes, 21.45 a 21.49
vertederos (*vea* Vertederos)
Cantos rodados, 5.12, 7.3
Capa dura debajo del terreno blando, 7.29
Capacidad de diseño, 1.18
Capataz de construcción, 4.4
Capilaridad, 21.4, 21.5
Capiteles, 8.54, 8.55, 8.63, 15.20
Carbón, 15.9
Carga de Engesser, 6.38
Carga de Euler, 6.35 a 6.38, 10.4, 10.5
Carga de presión, 21.11, 21.15
Carga de velocidad, 21.15
Carga hidráulica (*vea* Fluidos, carga de presión)
Cargadores:
de banda, 13.5
frontales (palas de tractor), 13.3, 13.4, 13.10, 13.11, 13.19, 13.20
Cargas:
alternantes, 6.2, 6.101
axial y de flexión, 6.27, 6.29
axial, 6.2, 6.6 a 6.9
características de, 6.66 a 6.67
centrífugas, 17.3, 17.7, 17.9
combinaciones de, 15.16
concentradas, 6.2
cortante, 6.2, 6.7
de aplastamiento, 6.7
de compresión, 6.2, 6.7
de flexión (*vea* Vigas)
de flujo de corriente, 17.3, 17.7
de heladas (*vea* Presión del hielo)
de levantamiento, 17.3, 17.5
de movimientos de los soportes, 6.2
(*Vea también* Materiales específicos y tipos de construcción)
de nieve, 6.2, 15.10
de restricción, 17.3, 17.8
de tensión, 6.2, 6.7
de viento, 6.2, 6.77, 6.78, 15.10, 15.11, 17.3, 17.5 a 17.7
(*Vea también tipos específicos de construcción, tales como* Puentes; Edificios)
(*Vea también* Fuerzas; Presión; Peso y gravedad específica)
definición, 6.2
dinámicas: diseño aproximado por, 6.100, 6.114 a 6.117
constante, 6.110 a 6.112
definición, 6.2, 6.100
distribuida, 6.105 a 6.107, 6.110, 6.111, 6.116
efectos de, 6.100, 6.101
impacto de (*vea* impacto; Impacto)
variable, 6.2
(*Vea* también sísmica; Pilas)
diseño, 1.18, 15.15, 15.16
(*Vea también* Materiales específicos y tipos de construcción)
distribuidas, 6.2
edificios (*vea* Edificios, cargas sobre)
eléctrica, 15.74, 15.75
en movimientos de tierra, 13.15 a 13.18
estática, 6.2
excéntrica, 6.2, 6.29
factorizada, 8.34, 8.35, 9.51, 15.16, 15.17
hidrostática, 7.87, 17.3, 21.130, 21.131
hielo (*vea* Presión del hielo)
impacto: definición, 6.2
de un vehículo, 6.2, 17.6, 17.7, 17.10, 17.12
efectos de, 6.107 a 6.109
relación con la carga viva, 6.2, 15.10, 15.59, 17.7, 17.12
sobre muelles (*vea* Muelles, cargas sobre)
longitudinal, 17.7, 17.9
móvil, 6.2, 6.20 a 6.22, 6.46 a 6.49, 17.3, 17.10, 17.11
(*Vea también* viva)
muertas, 6.2, 15.5 a 15.7, 17.3
(*Vea también* Peso y gravedad específica)
puentes (*vea* Puentes, cargas sobre)
repentina, 6.107 a 6.109
repentina, 6.109
repetida, 6.2

servicio, 1.18, 15.4 a 15.14
sísmica, 6.3, 6.77, 6.78, 15.11 a 15.15, 17.3, 21.130
(*Vea también* Puentes, cargas sobre; Edificios, cargas sobre; Presas, cargas sobre; Muelles, cargas sobre)
sobre alcantarillas, 14.35, 22.11, 22.13
sobre armaduras, 6.41, 6.46 a 6.49, 6.52
sobre pilas (*vea* Pilas)
sobre presas, 21.130 a 21.132
sobre suelos (*vea* Suelos)
sobre techos, 9.32
sobre túneles, 20.24, 20.27, 20.42
temblor (*vea* sísmica)
térmica, 6.8, 17.3, 17.7
tierra (*vea* Tierra, presión de; peso de)
tipos de, 6.2, 17.3, 17.9
torsional, 6.2, 6.13
(*Vea también* Torsión)
última, 6.79, 6.80
(*Vea también* factorizada)
vehicular, 17.3
viva: de aeronaves, 18.37, 18.38
definición, 6.2
en aceras, 17.8
(*Vea también* móvil, repetida; repentina)
en barandales, 17.9, 17.10
en carreteras, 17.2 a 17.8
en edificios, 15.4, 15.8 a 15.10
en ferrocarriles, 17.3, 17.8, 17.9, 17.11
sobre guarnisiones, 17.8
sobre muelles (*vea* Muelles, cargas sobre)
sobre puentes, 17.2 a 17.13
Carreteras:
acceso limitado, 14.37, 14.38, 16.2, 16.55
aceite bituminoso para, 16.34
aceras para, 14.37, 16.9 a 16.13
acotamientos, 16.8, 16.9
alineamientos: horizontales, 16.20 a 16.23, 16.53
estaciones a lo largo de, 16.20
verticales, 16.20, 16.23 a 16.27, 16.53, 16.55
andenes laterales para: barreras y flancos a lo largo de, 16.8
ancho de, 16.6
contraste de color, 16.8
definición, 16.6
estabilidad de, 16.8
localizaciones de, 16.5 a 16.8, 16.17
pendientes transversales, 16.7, 16.8
propósitos de, 16.7
autopista, 14.36, 14.37, 16.2, 16.55
barreras a lo largo de, 16.10 a 16.16
barreras contra el ruido a lo largo de, 16.17
camino: bermas en el, 16.17, 16.28
canales de drenaje, 16.17, 16.18
componentes de, 16.16, 16.17
definición, 16.16
pendientes laterales, 16.3, 16.4, 16.6
punto de articulación, 16.17
zonas libres para, 16.16, 16.17
caminos al borde(de servicio), 14.37, 14.38
caminos colectores-distribuidores, 14.37, 16.1, 16.2
capa final, 16.31
cargas sobre, 16.39 a 16.41, 17.2 a 17.10
carriles de: autobús, 16.5
ancho, 16.4
cambio de velocidad, 16.4
de ascenso, 16.5
definición, 16.3
número máximo, 16.4, 16.5
reversibles, 16.5
cercas a lo largo, 16.17
clases de, 14.36, 16.1, 16.2
(*Vea también* sistemas rurales; sistemas urbanos)
colchón contra choques, 16.10 a 16.14
con acabado superficial de cloruro de calcio, 16.33, 16.34
con estabilización de asfalto, 16.34
con superficie de suelo-cemento, 16.34
con superficie estabilizada, 16.33, 16.34
con superficies no tratadas, 16.31
curvas sobre: grado de, 16.20
de máxima curvatura, 16.20, 16.21
horizontales, 16.18 a 16.23
superelevación, 16.18 a 16.20, 16.22
tasa de curvatura vertical, 16.25, 16.26, 16.27
transición en espiral, 16.19, 16.20, 16.22
vertical, 16.23 a 16.27
definición, 16.1
delineadores a lo largo de, 16.64
derecho de paso para, 14.38, 16.18
deslumbramiento por faros delanteros, 16.16
dispositivos para atenuación del impacto, 16.13 a 16.14, 16.67
drenaje de: con pendientes transversales, 16.5, 16.27
a través de capas de drenaje, 16.42, 16.43
calidad de, 16.43
con drenes subsuperficiales, 16.30, 16.31
(*Vea también* Drenaje; Drenes)
con zanjas, 16.17, 16.18, 16.27 a 16.29
en acotamientos, 16.8
en alcantarillas de tormenta, 16.28
en alcantarillas, 16.29, 16.31
en medianas, 16.16
estética de, 14.23
excavación, 13.2
iluminación para, 16.67 a 16.69
intersecciones de: ángulos de, 16.53
alineamiento vertical en, 16.55, 16.57
canalización en, 16.52 a 16.54
con vías férreas, 16.51
de cuatro ramas, 16.52, 16.54
de tres ramas, 16.51, 16.55
definición, 16.51
diseño geométrico, 16.51, 16.52
islas en, 16.55 a 16.57
luces de señales para, 16.65, 16.66
medianas para, 16.14 a 16.16
medidas de seguridad para, 16.64 a 16.69
niveles de servicio de, 14.37
paliativos contra el polvo, 16.33 a 16.36
parapetos a lo largo, 16.13 a 16.14
pasos a desnivel para: ventajas de, 16.53
de cuatro ramas, 16.56, 16.58, 16.60
de tres ramas, 16.56, 16.58
de trompeta (en T), 16.56
(*Vea también* rampas)
de un cuadrante, 16.56, 16.57
definición, 16.51, 16.55
delta (T), 16.56
diamante, 16.56 a 16.61
direccional, 16.60, 16.61
espaciamiento, 16.61
hoja de trébol, 16.56 a 16.59, 16.61
necesidad de, 16.55, 16.58
rampas para (*vea* rampas)
semidirectos, 16.56, 16.60
pavimentos para: asfalto-concreto
bacheo de, 16.69 a 16.71
bituminosos (*vea* superficies de asfalto- concreto para; macadam)
cal en, 16.45
capa de asiento para, 16.36, 16.37, 16.44
capa de drenaje en, 16.42, 16.43
capa de ligazón, 16.36
(Vea también repavimentación de, abajo; Losas de concreto)
cargas equivalentes de un solo eje (ESAL), 16.39 a 16.41, 16.49
colorado, 16.65
como sistemas, 1.2
con azufre, 16.45
continuamente reforzado, 16.48
desempeño funcional, 16.38
deterioro, 16.69, 16.70
diseño, 16.36, 16.37, 16.46
espesores de las capas, 16.44
flexibles, 16.36 a 16.46
hule en, 16.45, 16.46
índice de servicio actual (PSI) para, 16.48
juntas en, 16.48 a 16.51
macadam, 16.34, 16.35
mantenimiento de, 16.69 a 16.71
marcas de guía, 16.65
Mezclas Superpave para, 16.46
módulo de reacción en la rasante para, 16.48

módulo de resiliencia para, 16.39, 16.42
números estructurales para, 16.39 a 16.44
para regiones con permahielo, 16.45
poroso, 16.45
rasante para, 16.37, 16.39, 16.42, 16.44, 16.47
reciclaje de, 16.46
reflectores sobre, 16.65
rendimiento estructural, 16.38
resistencia al patinaje, 16.6
revestimientos primarios para, 16.36
rígidos, 16.36, 16.47 a 16.51
sistemas de administración (PMS) para, 16.69, 16.72
subbases para, 16.37, 16.38, 16.44, 16.47
superficies de concreto con cemento portland para, 16.47 a 16.51
(*Vea también* rígido)
superficies para, 16.36, 16.37, 16.44 a 16.47
(*Vea también* deterioro de; mantenimiento de)
tipo alto, 16.5
tipo bajo, 16.5
tipo intermedio, 16.5
pendientes transversales, 16.5 a 16.8
planeación de, 14.24, 14.25, 14.27, 14.36, 14.37
puentes sobre (*vea* Puentes)
radios de, mínimos, 16.20, 16.21
rampas para: capacidad de, 16.59
control de tránsito en, 16.61, 16.66
criterios de diseño, 16.61, 16.63
definición, 16.61
tipos de, 16.61, 16.62
zona triangular a la salida de rampas, 16.14
renovar la capa de rodadura, 16.35, 16.36
revestimientos blindados, 16.35
secciones transversales, 16.3 a 16.5, 16.36, 16.43, 16.44, 16.47
separación de niveles, 16.51, 16.55
(*Vea también* pasos a desnivel para)
sistemas de señales, 16.65
sistemas de vehículos inteligentes, 16.66, 16.67
sistemas rurales: definición, 16.2
autopista, 14.36, 14.37, 16.2, 16.18
calle, 16.3
(*Vea también* Calles)
camino arterial menor, 16.2
camino local, 16.1 a 16.3
colector-calle, 16.3
colector, 16.2, 16.3
definición, 16.3
sistemas urbanos: arterial, 14.38, 16.1, 16.3
(*Vea también* Puentes; Túneles)
supercarretera, 14.37, 14.38, 16.2, 16.55
tareas ingenieriles, 16.1
tolerancias para, 16.23, 17.1, 17.2, 20.6
(*Vea también* Puentes, tolerancias para; Túneles, tolerancias para)
trabajos de tierra para, 13.2
tránsito sobre: sistemas de administración avanzada (ATMS) para, 16.66, 16.67
dispositivos de control para, 16.65, 16.66
señales para, 16.65
sistemas de información avanzada (ATIS) para, 16.67
sistemas de vigilancia y control para, 16.66, 16.67
vehículo de gran capacidad de pasajeros, 16.67
velocidades de diseño para: curvas, 16.21
para distancias visuales mínimas, 16.23 a 16.27
para rampas de intercambio, 16.61, 16.63
para túneles, 20.2
visibilidad para, 16.24 a 16.27, 16.55, 16.64
Cartas (*vea* Mapas)
Cascarones en forma de paraboloides hiperbólicos, 8.105, 8.106, 8.110, 8.111
Cascarones:
aplicabilidad, 15.21
características de, 6.88, 6.89, 8.104
cilíndricos, 6.89, 8.105 a 8.109
componentes, 6.88
cortante en, 6.89
costillas de arcos para, 8.108, 8.109
de barril (*vea* cilíndricos)
de forma irregular, 8.111
de revolución, 6.91, 8.109
definición, 6.88, 8.104
deformaciones, 6.89
diafragmas para, 8.108, 8.109
domos, 6.91, 8.72, 8.105, 8.106, 8.109, 8.110, 11.27
esféricos (*vea* domos; de revolución)
esfuerzos en, 6.91, 6.92, 8.104 a 8.106, 8.108, 8.109
espesor de, 6.88, 6.89, 8.105, 8.109
estudios de modelos, 8.104, 8.105
linternilla, 6.89
miembros rigidizantes para, 8.105 a 8.108, 8.110, 8.111
paraboloides hiperbólicos, 6.12, 8.105, 8.106, 8.110, 8.111
presforzado de, 8.108, 8.110, 8.111
razón elevación a claro para, 8.109
reacciones, 6.89
refuerzo de la base, 8.110
(*Vea también* miembros rigidizadores para)
refuerzo para, 8.106 a 8.111
soportes para, 6.89, 6.90
superficie media, 6.89
teoría de la flexión, 6.90, 8.104
teoría de la membrana para, 6.89 a 6.91, 8.104
trabes anulares para, 6.89, 6.90, 8.111
Catenarias, 6.95
Cavadores, 13.4, 13.5
Cavitación, 5.79, 21.5, 21.6
Celeridad, 21.53
Celulosa, 5.66
Cementita, 5.31
Cemento:
acabados para pisos, 15.6
aluminado, 5.1
aluminoso, 5.4
asfalto (*vea* Asfalto)
bibliografía, 5.25, 5.26
ceniza voladora, 5.2, 5.8, 5.23, 8.2, 8.4
definición, 5.1
en concreto, 5.1, 5.2
(*Vea también* hidráulico, natural y portland)
hidráulico, 5.2 a 5.8
lechada, 5.9, 8.28, 15.29, 15.54
mampostería (mortero), 5.2, 5.9, 5.10
microsílice (vapor de sílice), 5.2, 5.9, 5.23
natural, 5.7, 5.8
oxicloruro, 5.2, 5.8
polímero, 5.2, 5.10, 5.24
(*Vea también* Polímeros)
portland: aire atrapado, 5.4 a 5.6
alta resistencia temprana, 5.3 a 5.5
blanco, 5.6
componentes, 5.2 a 5.5
control del revenimiento, 5.2, 5.3
de bajo calor, 5.3 a 5.5
de propósito general, 5.3 a 5.5
especificaciones, 5.3 a 5.5
fabricación, 5.2, 5.3
hidratación, 5.2, 5.3
peso, 5.9, 15.9
resistencia a la compresión especificada, 5.5
resistente a los sulfatos, 5.3 a 5.5
tamaño del grano, 5.2 a 5.5
tipos, 5.3 a 5.6
propiedades cementantes, 5.1
silicato, 5.1
Sorel, 5.8
(*Vea también* Adhesivos; Materiales cementantes)
vapor de sílice (*vea* microsílice)
Cementos oxicloruros, 5.2, 5.8
Ceniza voladora, 5.2, 5.8, 5.22, 8.2, 8.5
Centrado (*vea* Concreto, cimbra para)
Centro de cortante, 6.13, 6.32
Centro de gravedad (*vea* Centroide)
Centroide, 6.8

Centros comerciales, **14.26** a **14.30**
Cerámica, **5.76**, **5.77**, **6.8**
Cerchas (riostras), **6.16**, **15.22**, **15.23**
Certificación de no colusión, **3.3**, **3.17**
Cestones, **23.47**
Chapas, madera, **11.62**
Chimeneas:
  de expansión, **20.1**, **20.18**
  dispersión de contaminantes por, **22.73**
  incinerador, **22.68**
  tubería, **15.80**, **15.83**, **15.84**
Chucharas perforadoras, **7.76**
Cielos rasos, **9.64**, **15.6**, **15.20**
Cimbras deslizantes, **8.13**
Cimentaciones:
  análisis de: asentamientos, **7.26**, **7.30** a **7.35**
  (*Vea también* asentamientos de)
    estabilidad, **7.26** a **7.30**
    pasos, **7.24**, **7.25**
  apuntalamiento de, **7.82**, **7.83**, **7.103** a **7.109**
    (*Vea también* Zapatas, preprobadas; Parrillas; Gateo, lodo; Agujas; Pilotes; Pozos; Apuntalamientos)
  (*Vea también* Campanas neumáticas; Tierra; Excavación; Zapatas; Pilotes; Rocas; Pozos; Suelos; Muros)
  asentamiento de, **7.21**, **7.51**, **7.103**, **7.104**
  (*Vea también* Rocas; Suelos, sin cohesión; cohesivos)
  capacidad de carga (*vea* Suelos, presiones permisibles; suelos, capacidad de apoyo)
  consideraciones de diseño, **7.25**, **7.26**
  drenaje, **7.25**, **15.51**, **15.52**
  excavación (*vea* Excavación)
  factores de seguridad, **7.25**, **7.26** a **7.30**
  fallas, **7.2**, **7.68**
  profundas, **7.36** a **7.75**
    (*Vea también* Campanas neumáticas; Pilotes; Pozos)
  profundidades mínimas, **7.25**
  relleno para, **15.51**
  superficiales, **7.23** a **7.35**
  tolerancias por distorsión angular, **7.24**, **7.25**
Circuitos eléctricos:
  capacitancia, **15.73**, **A.3**
  cargas, **15.74**, **15.75**
  conductancia, **A.3**
  conductores, **15.74**, **15.75**
  corrientes, **15.73** a **15.75**, **A.2**
  dispositivos de seguridad, **15.75**
  equipo de servicio para, **15.73**, **15.74**
  factores de potencia, **15.73**, **15.74**
  fases, **15.73** a **15.75**
  impedancia, **15.73**
  inductancia, **15.73**, **A.3**
  potencia, **10.23** a **10.30**, **15.73** a **15.74**, **A.3**
  resistencias, **15.73**, **15.74**, **A.3**
  tipos de, **15.73**, **15.74**
  voltajes en, **15.73** a **15.75**, **A.3**
Círculo de Mohr, **6.12**, **6.13**
Clarificadores (*vea* Sedimentación, tanques para)
Claro por cortante, **8.61**
Clasificaciones de incendios, **9.62**, **9.63**, **15.3**
Clorinación:
  en el tratamiento de agua residual, **22.31**, **22.47**, **22.61**
  en el tratamiento de agua, **21.96**, **21.106**, **21.107**
  (*Vea también* Desclorinación)
  en tratamiento de lodos, **22.44**, **22.51**
  punto de quiebre, **22.63**
  restricciones (*vea* Tratamiento de aguas residuales, desinfección; Suministro de agua, desinfección)
Cloruros:
  en concreto, **5.22**
  en pavimentos de caminos, **16.31**, **16.32**
Clotoide, **16.22**
Coagulantes, **21.103**
Cobre:
  aleaciones, **5.49**, **5.50**, **5.51**
  aplicaciones, **5.49**, **5.50**
  características, **5.49**, **5.50**
  desoxidado, **5.50**
  electrolítico, **5.50**
  pátina, **5.50**
  peso, **15.7**, **15.9**
  (*Vea también* Metales)
COD (*vea* Demanda química de oxígeno)
Códigos de construcción, **14.45**, **15.2**
Codo, **12.3**
Coeficientes de influencia, **6.61**, **6.62**
Colectores, **22.73**
Colgantes:
  conector, **11.44**, **11.50**, **11.51**
  tensión (*vea* Tensión, miembros a)
Coloides, **22.24**
Columnas:
  acero estructural (*vea* Acero estructural, columnas)
  acero formado en frío (*vea* Perfiles formados en frío)
  acero relleno de concreto, **8.71**
  arriostramiento, **9.51**, **11.17**, **11.18**
  cargadas excéntricamente, **6.38**, **6.39**
  Cargas de Engesser, **6.37**
  Cargas de Euler, **6.35** a **6.38**, **10.4**, **10.5**
  comportamiento real, **6.39**
  compuestas, **8.71**
  concreto (*vea* Columnas de concreto)
  condición de inestabilidad, **6.35**
  corta, **6.8**, **6.37**, **6.38**
  crítica (cargas), **6.35** a **6.39**
  curvas, **6.38**, **6.39**
  definición, **6.35**
  efectos de condiciones en los extremos, **6.37** a **6.39**
  efectos de continuidad, **6.39**
  empalmes, **9.54**, **17.15**
  equilibrio, **6.35**, **6.36**
  espigas, **8.24**, **8.86**, **8.87**
  fórmulas, **6.37** a **6.39**
  (*Vea también* materiales específicos, *por ejemplo*, Columnas de concreto)
  límites de distorsión angular, **7.25**
  madera **11.28** a **11.30**
  (*Vea también* Perfiles formados en frío; Compresión, miembros a)
  mampostería, **15.29**, **15.31**
  núcleo de acero, **8.71**
  pandeo, **6.35** a **6.39**
  refuerzo (*vea* Refuerzo)
  relaciones de esbeltez, **6.37** a **6.39**
  resistencia, **6.35**
  rigidez, **6.37**
  (*Vea también* Vigas, rigidez; Columnas de concreto, rigidez)
Columnas de concreto:
  capacidad de carga, **8.65** a **8.68**
  (*Vea también* diseño por resistencia; diseño por esfuerzos permisibles)
  capiteles, **8.54**, **8.55**, **8.62**, **15.21**
  cargas críticas, **8.65**
  centroide plástico, **8.67**
  circulares, **8.68**, **8.69**
  compuestas, **8.71**
  condiciones balanceadas, **8.66** a **8.68**
  cortas, **8.66** a **8.69**
  (*Vea también* Pedestales de concreto; pilas)
  criterios de esbeltez, **8.63**, **8.65**
  diseño por esfuerzos permisibles, **8.69**
  diseño por resistencia, **8.66** a **8.69**
  efectos de temperatura, **8.68**
  espigas, **8.24**, **8.87**, **8.88**
  expuestas, **8.68**
  factores de reducción de capacidad, **8.62**, **8.65** a **8.67**
  hipótesis de diseño, **8.66**
  largas esbeltas, **8.65**, **8.68**
  longitud efectiva, **8.63**, **8.64**
    no arriostrada, **8.63**
  momentos de la losa, **8.60**
  presforzadas, **8.81**
  radio de giro, **8.63**
  refuerzo, **8.62**, **8.67**, **8.68**, **8.81**
  (*Vea también* Refuerzo)
  relaciones de esbeltez, **8.63** a **8.65**
  rigidez, **8.56**, **8.59**, **8.64**, **8.65**
  torsión (*vea* Concreto, torsión en)
  (*Vea también* Columnas; Concreto; Refuerzo)
Combeo, **8.31**, **11.34**, **11.35**
Compactadores, **13.6**, **13.7**

Compactadores de tierra, 13.5
Componentes de ventanas, 15.35, 15.36
Comportamiento frágil, 6.4, 6.5
Comportamiento viscoelástico, 6.4, 6.5, 6.6
Comprehensive Environmental Response Compensation and Liability Act (Superfund), 2.7, 22.2
Compresión:
definición, 6.2
en perfiles formados en frío, 10.10 a 10.13
energía, 6.10
miembros en: axialmente cargados, 6.7
cargados excéntricamente, 6.29
(*Vea también* Columnas; Pilas; *materiales específicos*)
(*Vea también* Cargas, de compresión; Deformación unitaria, de compresión; Esfuerzo, de compresión)
compuestos, 6.8, 6.9
Compuertas:
alza removible, 21.137
de cresta, 21.137, 21.138
de esclusas, 21.8, 21.9, 21.60
de tambor, 21.138
maderos horizontales de cierre, 21.137
paleta directriz, 21.134, 21.135
propósitos, 21.137
radial, 21.9, 21.10, 21.138
remobible, 21.137
trampa de oso, 21.137, 21.138
Compuestos metálicos, 5.51, 5.74
Compuestos para calafateo, 5.70
Concreto:
acabado, 8.11, 8.12
adherido al acero, 8.19, 8.21
(*Vea también* Refuerzo)
aditivos para: definición, 5.20
aceleradores del fraguado, 5.22, 8.2, 8.8, 8.9
aire retenido, 5.20, 5.22, 8.9, 16.49
aluminio, 8.6
ayuda de bombeo, 5.23
barrera interna, 5.22
ceniza voladora, 8.2, 8.4
(*Vea también* con puzolanas)
clasificación, 5.20, 8.8
coloración, 5.23
espuma, 8.6
fibra, 5.23, 5.24
formadores de gases, 5.23, 8.5
impermeabilización, 5.23, 5.24
inhibidor de la corrosión, 5.22
materiales, 5.19, 8.6, 8.8
mineral, 5.22
propósitos, 5.19, 8.8
reductores de agua, 5.20, 5.22, 8.8
(*Vea también* Ceniza voladora, Microsílice)
retardadores, 5.22, 8.8, 8.18
superplastificador, 5.20, 8.2, 8.8
agregados (*vea* Agregados)
agrietamiento, 8.17
aire retenido, 5.12, 5.17, 5.20, 5.22, 8.7, 8.8, 16.49
aislamiento, 8.5, 8.6
aplicaciones, 8.1
apoyados en roca, 7.72 a 7.75
arcos, 8.100, 8.101
asfáltico (*vea* bituminoso)
autoclave, 8.15
bituminoso (asfáltico), 5.11, 5.24, 5.25
cambios de volumen, 5.19
características deseables, 5.12
características, 5.12 a 5.19, 8.1 a 8.8
(*Vea también características específicas como* resistencia a la compresión; peso; trabajabilidad)
cemento (*vea* Cemento)
cemento portland, 5.12 a 5.24
(*Vea también* características específicas)
cimbras (madera contrachapeada) 8.12 a 8.15, 11.62, 11.65,
clavable, 8.5
cloruros, 5.22, 8.8, 8.9
coeficiente de expansión, 5.19
coeficientes de fricción, 8.60, 8.61
colocación: en clima frío, 8.15, 8.16, 8.17
en clima cálido, 8.17, 8.18
en pozos perforados, 7.68
equipo para, 8.10
para recubrimientos de túneles, 20.28, 20.29, 20.38 a 20.41
por bombeo, 8.1, 8.10
por rociado, 8.10
por tolva con embudo, 7.68, 8.10
por tolva, 7.68, 8.10
prevención de la segregación, 8.10, 8.11
temperaturas para, 8.15 a 8.18
coloreado, 5.23
componentes, 5.1, 5.11
(*Vea también* mezclas)
con aluminio, 8.6
con cloruro de calcio, 5.22, 8.8, 8.9
con puzolanas, 8.2
(*Vea también* Aditivos; ceniza voladora)
conexiones para colado en obra, 8.12, 8.96, 9.43 a 9.45
congelamiento y descongelamiento, 5.13, 8.4, 8.9
consistencia (fluidez), 8.1, 8.2
contracción: arcos y marcos, 17.8
agrietamiento causado por, 5.19, 8.4
efectos de la humedad, 5.19, 8.4
efectos de la puzolana, 8.4
efectos de los cloruros, 5.22
efectos del cemento, 8.4
pérdida de presfuerzo por, 8.73
control de grietas, 5.23
control del fraguado, 5.2, 5.3
(*Vea también* aditivos para, retardamiento *y* aceleración del fraguado)
curado, 5.16, 8.5, 8.12, 8.15, 8.18
de peso ligero, 5.12, 5.15 a 5.17, 8.5, 8.6, 8.21, 8.22
de peso pesado, 5.12, 5.15, 8.6, 8.7, 15.46
definición, 5.11
densidad (*vea* peso), 5.11
deterioro, 5.4, 5.13, 5.78, 5.79, 8.4
durabilidad, 8.4
efectos de la graduación de la arena, 5.14
enrasamiento, 8.11
epoxi, 8.9
esfuerzo de agretamiento, 8.76, 8.79
esfuerzos permisibles, 8.36
(*Vea también* Concreto presforzado; Vigas de concreto; Columnas de concreto; Zapatas)
especificaciones, 5.12
espumoso, 8.6
estructuración (*vea* Vigas de concreto; Columnas de concreto; Losas de concreto; Marcos rígidos de concreto; Muros de concreto)
expansión, 8.4
flexible, 5.11
(*Vea también* bituminoso)
flotación, 8.11, 8.12
flujo plástico, 5.18, 5.19, 5.21, 8.4
impermeabilización, 8.9
(*Vea también* Concreto, pisos, sótano, sobre el terreno, Muros de concreto, resistentes a la humedad)
juntas: construcción, 8.11, 8.12, 16.51, 18.31
cimbra, 8.12
contracción, 8.17, 16.50, 18.30
control, 8.17, 8.18
expansión, 8.17, 8.18, 18.30, 16.50, 18.31
sellado, 16.51
(*Vea también* precolado, conexiones)
losas de (*vea* Losas de concreto)
marcos rígidos (*vea* Marcos rígidos de concreto)
masa, 5.4, 8.11, 8.16
ménsulas, 8.60, 8.61
mezclado, 8.9, 8.10
mezclas, 5.11, 5.12, 8.6, 8.8
miembros a compresión (*vea* Columnas de concreto)
(*Vea también* Columnas de concreto; Pilas; Refuerzo; Estribos)
módulo de elasticidad, 5.18, 8.4
módulo de ruptura, 8.3, 8.37, 8.78
muros (*vea* Muros de concreto; Muros)
para recubrimientos de canales, 8.11
pedestales, 8.62

(*Vea también* Columnas de concreto)
permeabilidad, 5.23, 15.51
peso, 5.12, 5.17, 8.5, 15.7
pilas (Pilas, concreto)
pilas, 8.62, 17.67, 17.68
(*Vea también* Columnas de concreto)
placas plegadas (*vea* Placas plegadas)
polímero, 5.24, 5.70, 8.9
(*Vea también* Polímeros)
poroso, 8.6
precolado: ventajas, 8.31
diseño, 8.31, 8.32
manejo, 8.31
para conexiones, 8.32
presforzado (*vea* Concreto presforzado, pretensado)
productos, 8.31
resistencia, 8.32
tamaño de agregado, 8.32
vibración, 8.11
premezclado, 8.9
presforzado (*vea* Concreto presforzado)
prueba de consistencia, 8.1, 8.2
pruebas de flexión, 8.3
puentes (*vea* Puentes de concreto)
razón de Poisson, 6.8
reacción álcali-agregado, 8.4
recubrimiento sobre el acero: en muros en voladizo, 8.84, 8.85
para concreto colado en obra, 8.21, 8.23, 8.25, 8.62, 8.69
para concreto precolado, 8.31
para concreto presforzado, 8.28, 8.75
para conectores de cortante, 9.45, 9.46
para pavimentos, 16.48
para zapatas, 8.88
tolerancias, 8.20
recubrimientos de silicona para, 8.9
recubrimientos, 8.8, 15.52 a 15.56
reforzado (*vea* Vigas de concreto; Columnas de concreto; Losas de concreto; Muros de concreto; Pilas de concreto; Refuerzo)
refractario, 5.6, 5.78
relaciones agua-cemento, 8.6, 8.7
relaciones esfuerzo-deformación unitaria, 5.17 a 5.20, 8.2, 8.3
relaciones modulares, 8.36, 17.22
resistencia a la compresión: efectos de los aditivos (*vea* aditivos)
dinámica, 6.100
efectos de la relación agua-cemento, 5.17, 5.18, 8.2, 8.6, 8.7
efectos de los agregados, 5.13, 5.14
efectos de temperatura, 5.18
efectos del aire retenido, 5.17
efectos del contenido de cemento, 5.17
efectos del curado, 5.18
efectos del tipo de cemento, 5.17, 5.18
métodos de incrementarla, 8.2
predicción, 8.2
pruebas, 8.2
variación con la edad, 8.2
resistencia a la tensión, 8.2
resistencia al desgaste, 8.4
resistente a los sulfatos, 5.3 a 5.5
resistente al agua, 8.4, 15.51
revestimiento en túneles, 20.38 a 20.41
rígido (*vea* cemento portland)
rociado (gunita, concreto lanzado), 8.10, 15.54, 15.55, 20.28, 20.29
simple (sin refuerzo), 5.12, 8.62
sin finos, 8.6
tipos, 5.11
tirantes a tensión, 8.24
torsión, 8.52, 8.53
trabajabilidad, 8.2, 8.5, 8.6, 8.8
(*Vea también las entradas que comienzan con el término*: Concreto)
trabajos con llana, 8.12
tratamientos superficiales, 8.12
(*Vea también* epoxia; polímero; recubrimientos silicónicos)
tubo, 8.71
vibración, 8.11
vigas (*vea* Vigas de concreto; Refuerzo)
Concreto asfáltico (*vea* Carreteras, pavimentos para)
Concreto lanzado, 8.10, 15.53, 20.28, 20.29
Concreto presforzado:
arreglo de los tendones, 8.72, 8.73
capacidad de momento, 8.77, 8.78
cortante en, 8.78, 8.79
distribución del esfuerzo en, 8.72, 8.73
I 17.64, 17.65
índices de refuerzo para, 8.76 a 8.79
límites de acero para, 8.78
refuerzo en, 8.31, 8.75, 8.78, 8.79, 8.80
T, 17.64, 17.67
anclajes, 8.28 a 8.31, 8.74, 8.75
características de, 8.27
circular, 8.72
comportamiento elástico, 8.72, 8.73
contracción elástica, 8.72, 8.73
definición, 8.71
domo, 8.72
efectos de contracción, 8.74
efectos del flujo plástico en, 8.74
en puentes, 17.63 a 17.65
fabricación de, 8.27 a 8.31, 8.71
marcos rígidos, 8.99
muros, 8.81
parcial, 8.31
pérdida de presfuerzo en, 8.72 a 8.74
pila, 8.72
postensado, 8.26 a 8.31, 8.72, 8.81, 17.65 a 17.69
pretensado, 8.26, 8.28, 8.31, 8.72
tanques, 8.72
tendones para (*vea* Tendones)
tubo, 8.71
ventajas, 8.71, 17.63
vigas: esfuerzos permisibles, 8.74, 8.75
cargas de diseño, 8.76
combeo de, 8.28, 8.31
cortante de agrietamiento, 8.79
deflexión, 8.81
en caja, 17.64
esfuerzo de agrietamiento, 8.76
hipótesis de diseño, 8.76
momentos de agrietamiento para, 8.78
pasos de diseño, 8.75, 8.76
resistencia del concreto para, 8.28
Condensación, 15.62
Condensadores, 15.68, 15.69
Conductancia térmica, 15.61, 15.62
Conductividad: hidráulica, 21.89, 21.90
térmica, 15.61
Conducto (*vea* Alcantarillas; Tubos)
Conectores:
cortante, 9.45 a 9.50, 17.22
madera, 11.20, 11.41 a 11.49
Conectores dentados, 11.42 a 11.49
Conexiones:
acero estructural: empalmes de vigas, 9.7, 9.8, 9.54, 9.55, 17.15
articulado, 17.16
atiesador del alma, 9.29
cargas de diseño, 9.36, 9.37
con pernos y soldadura, 9.54, 17.16
con pernos, 9.40, 9.43, 9.52, 9.53, 9.66, 17.15
(*Vea también* Pernos)
cubreplacas en patines, 9.28
de aceros intemperizados, 9.66
empalmes de columnas, 9.54, 17.15
empalmes en trabes, 9.28
en bases de marcos rígidos, 8.95, 8.97, 8.98
materiales, 9.8, 9.9
para marcos rígidos, 8.95 a 8.100, 9.47, 9.48, 9.50, 9.51, 15.25
(*Vea también* empalmes en vigas)
pasador, 17.16
patín atiesado, 9.29, 9.30
patines a almas, 9.28
placa extrema, 9.50, 9.51
resistencia al momento (rígido), 9.47, 9.48, 9.50, 9.51, 15.25
sección neta, 9.13
soldado (*vea* Soldadura; Soldaduras)
tipo aplastamiento, 9.40, 9.43, 9.52
tolerancias de montaje, 9.59
acero formado en frío: para tornillos, 10.19 a 10.23
con tornillos, 10.23, 10.24
soldadas (*vea* Soldadura; Soldaduras)
ancla, 11.37, 11.43, 11.50
concreto precolado, 8.32
corrosión, 9.66, 11.37

de tendones, 8.28 a 8.31, 8.74
en armaduras (*vea* Armaduras; Madera, armaduras de)
fatiga (*vea* Fatiga)
madera: en bases de arcos, 11.37, 11.56
articulada, 11.57, 11.58
clavo oblicuo, 11.49
(*Vea también* Pernos; Juntas; Clavos; Tornillos; Madera)
con clavos, 11.44 a 11.49
con colgantes, 11.44, 11.50, 11.51
con conectores, 11.41 a 11.49
con pegamento, 11.49, 11.50
(*Vea también* Adhesivos)
con tornillos (pernos), 11.43 a 11.49
con tornillos de presión, 11.44
con tornillos, 11.39 a 11.49
control de la rajadura, 11.4
empalme resistente a momento, 11.57, 11.59
en bases de columnas, 11.50
en coronas de arcos, 11.57, 11.58
posición de los empalmes, 11.25
tolerancias de fabricación, 11.21
valores de diseño, 11.44 a 11.49
(*Vea también* Madera)
viga a columna, 11.50
viga a muro, 11.51
viga a trabe, 11.50, 11.51
para alcantarillas, 22.21
Conexiones empalmadas (*vea* Conexiones, de empalme)
Constante de resorte, 6.102 a 6.104, 6.109, 6.110
Construcción:
administración (*vea* Administradores de construcción; Administradores de proyectos de construcción; Contratistas, responsabilidades; Administración, construcción)
cambio de condiciones (no previsto), 7.2
características, 4.1
categorías, 4.1
clasificación de los incendios, 11.26, 11.28
con losas de izar, 8.32, 15.20
contaminación del agua, 14.17, 14.18
(*Vea también* Aeropuertos; Puentes; Edificios; Movimientos de tierra, trabajos de tierra; Excavación; Cimentaciones; Carreteras; Puertos; Ferrocarriles; Túneles)
contratos (*vea* Contratos, construcción)
costos (*vea* Costos, construcción)
de estructuras de acero (*vea* Acero estructural, montaje)
definición, 4.1
descripción del trabajo, 4.19
especificaciones (*vea* Especificaciones)
estimación de costos, 1.6, 4.13 a 4.16
estructuración de concreto (*vea* Concreto; Refuerzo)
extras durante, 7.2
facilidades temporales, 4.2
fallas durante, 7.2
fecha de inicio, 3.9, 3.10
fecha de terminación, 3.10
higiene durante, 3.9
iluminación mínima, 20.19
impacto ambiental, 3.9, 13.32 a 13.37
inspección, 1.2, 1.7, 3.12, 3.16
levantamientos, 12.1
métodos (*vea sistemas específicos, por ejemplo*, Puentes; Edificios; Pisos, etc.)
multas por retardo, 3.10
ofertas para (*vea* Ofertas)
organizaciones para (*vea* Contratistas; Subcontratistas)
planeación, 4.2
plazos de ejecución (*vea* Plazos de ejecución, construcción)
propuestas, 3.2, 3.17
(*Vea también* Ofertas)
rápida, 4.24, 4.25
reclamos durante la, 7.2
retardos, 3.10
seguridad durante, 3.9, 4.28, 4.33
suspensión, 3.10
unidades preferidas, A.5
Construction Specifications Institute, 3.19
Contabilidad:
por contratistas, 4.6, 4.13, 4.17 a 4.19
por empresas de ingeniería, 2.17 a 2.19
Contaminación:
agua (*vea* Agua, contaminación de)
aire (*vea* Aire, contaminación del)
Contradiagonales, 6.49, 6.50
Contraescalón, de escalera, 15.55, 15.56, 15.57
Contrafuerte, 15.29
Contrafuertes, 8.84 a 8.86
Contrapeso, 7.57
Contratistas:
afianzamiento de, 4.8, 4.30
(*Vea también* Fianzas)
consultores de negocios, 4.8
contabilidad por, 4.16
contabilidad por, 4.8, 4.12, 4.15 a 4.17
diseñador-constructor, 2.2
estimación de costos, 4.12 a 4.15
ganancias retenidas, 4.11
(*Vea también* Contratos, construcción, tipos de)
general, 2.2, 4.2
investigaciones del lugar, 4.12, 7.104, 13.31
llave en mano, 2.2
métodos de resolución de disputas, 4.26, 4.27
negocios de participación de, 4.6
objetivos, 4.2
órdenes de compra, 4.27, 4.28
organización, 4.3 a 4.6
principales, 2.2
reclamos de pagos adicionales por, 3.10, 4.26, 7.2
(*Vea también* Órdenes de cambio)
reembolso de: costo-más-honorarios, 4.5, 4.10 a 4.12
ganancia, 4.14, 4.16
margen, 4.14
precio unitario, 3.4, 3.5, 3.16, 4.10
procedimientos, 3.11
suma global, 3.4, 3.16, 4.9
relaciones con empleados, 3.7, 3.8, 4.2, 4.3
relaciones con ingenieros, 3.7
(*Vea también* Órdenes de cambio; Construcción, inspección de, Especificaciones, requisitos de aprobación)
responsabilidades, 3.8, 3.9, 3.11, 3.20, 4.1, 4.2, 4.25
(*Vea también* Administradores de proyectos de construcción; Superintendentes de construcciones)
seguros, 2.8, 2.9, 4.8, 4.29 a 4.33
selección, 3.2, 3.4, 3.5, 3.16 a 3.19, 4.9
subcontratación, 2.2, 4.2, 4.10, 4.11
valor en ingeniería, 1.12
(*Vea también* Administradores de construcción; Contratos, construcción; Administración, construcción)
Contratos:
administración de la construcción, 3.4, 3.5
construcción: adición a, 3.3
acuerdos suplementarios, 3.3
anulación, 3.10
aspectos esenciales, 4.9 a 4.12
cláusula de condiciones alteradas, 4.29
componentes, 3.1 a 3.3
costo-más (*vea* negociado *abajo*)
declaraciones de no colusión, 3.3, 3.17
definición, 4.9
duplicación, 3.18
especialidad, 3.5
estándar, 3.2, 4.10, 4.11
estipulaciones, 3.3
extensiones temporales, 3.10
garantías, 3.11
(*Vea también* Bonos)
medición, 3.9, 3.16
medidas contra incumplimiento, 3.10
multas por retrasos, 3.10
negociado, 3.4, 3.5, 4.10, 4.11
órdenes de cambio, 3.3, 4.28, 4.29

otorgamiento, 3.16 a 3.19, 4.9, 4.10
pagos de incentivos, 3.5
pagos, 3.11, 3.16
precedencia de documentos, 3.18
precio unitario, 3.3, 3.4, 4.10
(*Vea también* Planes; Propuestas; Especificaciones; Subcontratos)
preparación, 1.2
principales, 2.2, 4.10, 4.11
revisiones, 3.3
subcontratos, 4.10, 4.11, 4.12
suma global, 3.4, 4.10
terminación, 3.10
tipos, 3.3 a 3.6
diseño, 2.9, 2.11
Control de calidad, 2.11, 2.13
Control de la erosión, 3.9, 21.79
Control del medio ambiente:
con permisos, 14.45
de agua subterránea, 3.9
de desechos (*vea* Incineración; Terreno sanitario; Desechos sólidos; Eliminación de aguas residuales; Tratamiento de aguas residuales)
del ruido (*vea* Ruido)
legislación del, 2.6, 21.1, 22.2
por estética, 14.21 a 14.24
por zonas (*vea* Zonificación)
(*Vea también* Impacto ambiental; Planeación)
prevención de la contaminación del agua, 2.7, 3.9, 14.13, 14.16, 14.17, 22.2
prevención de la contaminación del aire, 3.9, 14.19, 22.2, 22.71 a 22.74
prevención de la corrosión (degradación), 5.79
prevención de la erosión, 3.9, 21.79
Convenios (*vea* Contratos)
Conversión:
a unidades métricas (SI), A.1 a A.10
de unidades de medición, 12.2, 12.3
Coordinación dimensional, 15.16, 15.17, A.6
Corcho, 15.6, 15.9, 15.28
Corona, 6.85
Corredores ambientales, 14.15, 14.20, 14.21
Corrientes:
agua (*vea* Hidráulica de costas)
cálculo de flujo para, 21.56
diagramas de flujo para, 21.108
eléctrica, 15.73 a 15.75
fuentes de datos para, 21.83, 21.84
(*Vea también* Canales)
Corrosión:
bibliografía, 5.82
causas, 5.78 a 5.81, 21.118, 21.119
cavitación, 5.79, 21.5, 21.6
corrosión por frotamiento, 5.79
definición, 5.78
esfuerzo, 5.79
(*Vea también* Materiales específicos y entradas como Pilas; Tubo; Refuerzo; Acero estructural)
fallas por fatiga, 5.79
microbiológica, 5.79
protección catódica contra, 5.78 a 5.81
retardo, 5.79 a 5.82, 9.65, 9.66, 21.119, 21.120
Cortante:
arco, 6.88
cascarón, 6.88
conectores (*vea* Conectores)
definición, 6.2
deformaciones unitarias de, 6.11, 6.14
diagramas para: vigas con voladizos, 6.18, 6.19, 6.31, 6.32
definición, 6.18
en vigas simples, 6.19, 6.30, 6.31
para voladizos, 6.31, 6.32
trazo de, 6.18, 6.19
en edificios (*vea materiales específicos, tales como* Concreto; Acero estructural)
en losas en dos direcciones, 8.59, 8.60
en ménsulas y cartelas, 6.7, 8.60, 8.61
en muros, 8.85 a 8.87
(*Vea también* Cargas, cortantes; Deformación unitaria, cortante)
en placas plegadas, 6.93
en puentes, 17.3, 17.5, 17.11
en suelos, 7.10 a 7.13, 7.17, 7.18
en zapatas, 8.88 a 8.91, 8.93
energía de, 6.10, 6.56
esfuerzos: en vigas, 6.23, 6.25
máximo en un punto, 6.12
puro, 6.12
sobre planos perpendiculares, 6.11
sobre un plano, 6.6, 6.11
torsional, 6.13 a 6.15
(*Vea también materiales específicos*)
líneas de influencia para, 6.21, 6.57, 6.58
máximo, 6.21, 6.25, 8.52
(*Vea también* placas plegadas, *arriba*)
momento flexionante y, 6.25
refuerzo (*vea* Refuerzo)
relación con el momento, 6.20
viga: compuesta, 9.46, 9.47, 9.48, 9.50
convención de signo por, 6.18
definición, 6.18
deflexión por, 6.56
esfuerzos, 6.23, 6.25, 8.44, 8.45
(*Vea también* diagramas de, *abajo; materiales específicos, tales como* Concreto; Acero estructural)
estribos para (*vea* Refuerzo, cortante)
Cortante, muros (*vea* Muros de concreto; Muros cortantes)
Cortes (*vea* Excavación)
Costaneras, Ramales de servicio:
de ferrocarril, 19.21
para edificios, 11.63 a 11.66, 15.32, 15.33
Costos:
capitalizados, 1.16
ciclo de vida, 1.5
construcción: certificado de, 3.12
cálculo de, 1.5, 1.6, 4.13, 4.14
contingencia, 4.14
directos, 4.14
en contratos costo-más, 4.9 a 4.12
indirectos, 4.14 a 4.16
minimización, 1.4, 1.5
pago de (*vea* Contratistas, reembolso de)
papel en el diseño, 1.4, 1.5
total, 4.14
diseño (ingenieril), 2.10, 2.11, 2.14, 2.18, 2.19
Coulomb:
amortiguamiento, 6.112, 6.113
ecuación, 7.87, 7.88
eléctrico, A.3
Creosota, 11.68, 11.69
Cribas, 5.14
Cubiertas (*vea* Pisos; Madera, cubiertas de)
Cubiertas (*vea* Puentes, cubiertas para; Losas de concreto; Pisos)
Cuencas:
asentamiento (*vea* Sedimentación, tanques de)
de recepción, 20.20, 22.14
de retorno, 23.12 a 23.14
Cuerdas, de alambre, 5.38, 5.45
Cuerpos laminados, 5.74 a 5.77
Cuneta, 22.11
Cuproníquel, 5.51
Curvas (*vea* Aeropuertos, pistas en; Grado; Carreteras; Ferrocarriles)

Daño estructural, 6.1
Decibeles, 15.89
Declinación magnética, 12.9, 12.10
Deep Foundation Institute, 7.55
Deflexiones:
cortante de viga, 6.55
curvas elásticas para vigas, 6.26, 6.30 a 6.32
de armaduras, 6.56, 6.57
de cables, 6.97
de cubiertas de techo, formadas en frío, 10.24
de puentes, 11.35, 17.14, 17.45, 17.46
de puentes atirantados, 17.46
de soportes, 6.61, 6.62, 6.65, 6.66, 6.67, 6.68
(*Vea también* Métodos del elemento finito)
de techos, 11.34, 11.35
de vigas con voladizo, 6.31, 6.32
de vigas curvas, 6.34
(*Vea también* arco)
de vigas simples, 6.30, 6.31, 6.54
de voladizos, 6.31, 6.32

dinámicas, 6.110 a 6.112
ecuación diferencial, 6.26
estáticas modales, 6.110, 6.111
límites para: vigas de concreto, 8.38
para armaduras, 17.15
para losas de concreto, 8.37, 8.47
para pisos, 8.38, 9.31, 11.35
para vigas de madera, 11.31, 11.32, 11.33, 11.35
para vigas y trabes de acero, 9.31
líneas de influencia, 6.57, 6.58
método de la carga virtual unitaria, 6.54 a 6.57
método de la viga conjugada, 6.27 a 6.29
método del área-momento, 6.26, 6.27
para carga triangular, 6.32
para cargas concentradas, 6.27, 6.30, 6.31
para cargas uniformes, 6.30, 6.32
(*Vea también* Deformaciones; Desplazamientos; *materiales específicos, por ejemplo,* Vigas de concreto)
para combinaciones de cargas, 6.25
por cortante, 6.55
por el teorema recíproco, 6.57, 6.58
Deformación inelástica, 6.4
Deformación unitaria:
componentes en un punto, 6.11
cortante, 6.8
de compresión, 6.8
de tensión, 6.8
definición, 6.4
deformación por, 6.53 a 6.58
elástica: lineal, 5.26, 5.27, 6.4
no lineal, 6.4
en vigas, 6.22, 6.79, 6.80
inelástica, 6.4
plástica, 5.27, 5.28, 6.4, 6.5
relación al esfuerzo, 6.4 a 6.7, 6.22, 6.79
térmica, 6.8
tipos de, 6.4, 6.5, 6.8
unidad constante, 6.4, 6.8
viscoelástica, 6.4
(*Vea también* Deformaciones; Diagramas esfuerzo-deformación unitaria)
Deformaciones:
de metal, 5.26, 5.27
de plásticos, 5.63
de rocas, 7.8
de suelos, 7.12 a 7.15
definición, 6.4
dinámicas, 6.107, 6.108
elásticas, 5.25, 5.26, 6.4, 6.8
plásticas, 5.27, 5.28, 6.5, 6.79, 6.80, 6.111, 6.112
(*Vea también materiales específicos y miembros estructurales, tales como,* Vigas de concreto; Columnas de concreto)
por energía de deformación, 6.53, 6.54
(*Vea también* Deflexiones; Desplazamientos; Rotaciones, de extremo; Deformación unitaria)
por impacto, 6.107, 6.108
Demanda bioquímica de oxígeno (BOD), 22.4, 22.26 a 22.27
Demanda química de oxígeno (DQO), 22.26
Densidad, definición, 21.1
(*Vea también* Peso)
Desalinación, 21.92, 21.93, 21.106
Descargas (*vea* Alcantarillas, descarga)
Desclorinación, 22.60
(*Vea también* Suministro de agua, trihalometanos)
Desecación:
de excavaciones; métodos, 7.99 a 7.103
propósitos, 7.99
de lodos, 22.45 a 22.48
(*Vea también* Drenaje)
Desechos, sólidos:
colección de, 14.17, 14.35
desecho por enterramiento, 22.66
como composta, 22.48
con reducción de volumen, 14.17, 14.19, 14.35
en pozos profundos, 22.66
en rellenos sanitarios, 7.126, 7.127, 14.19, 22.66 a 22.68
impacto ambiental de instalaciones no tratadas para, 14.37
localización de instalaciones para, 14.32
para tratamiento del suelo, 22.67
planeación para, 14.17, 14.19, 14.32, 14.35
por dilución, 22.67
por incineración, 14.17, 22.68 a 22.71
por reciclaje, 14.17, 14.19
recuperación de energía de, 14.17
peligrosos, 22.2, 22.66, 22.67
radiactivos, 22.66
(*Vea también* Lodos; Aguas de desecho)
Desmontaje, 13.2, 13.4, 13.12, 13.13
Desperdicios, 22.66
(*Vea también* Desperdicios sólidos)
Desplazamientos, 7.22
Desplazamientos:
de marcos rígidos (*vea* Marcos rígidos, desplazamiento lateral)
dinámicos: sin amortiguamiento, 6.109 a 6.112
amortiguados, 6.112, 6.115
formas características, 6.104, 6.110, 6.116
relación de fuerzas, 6.60, 7.85 a 7.88
representación matricial, 6.60, 6.84
representación vectorial, 6.57
resistencia a (*vea* Vigas, restricción; Flexibilidad; Módulo de elasticidad; Resistencia al desplazamiento; Constante del resorte; Rigidez)
virtual, 6.52, 6.53
(*Vea también* Deflexiones; Deformaciones)
Desviación estándar, 12.3
Diagrama de Moody, 21.23, 21.24
Diagramas de masa:
para flujo de corrientes, 21.109
para trabajos de tierra, 13.21, 13.22
Diagramas de Maxwell, 6.42, 6.44
Diagramas esfuerzo-deformación unitaria:
en el rango plástico, 6.79
para concreto, 5.16, 5.20, 8.2, 8.3
para materiales dúctiles, 6.4, 6.5, 6.79
tipos de, 6.4, 6.5
Dibujos (*vea* Mapas; Planos)
Dientes, 11.38, 11.45 a 11.49, 19.35, 19.40, 19.41
Dinámica estructural:
de estructuras simples, 6.100, 6.109 a 6.114
de sistemas de un solo grado, 6.102, 6.109 a 6.117
(*Vea también* Impacto, Cargas; Vibración *y propiedades específicas de materiales como* Límite de fatiga; Módulo de resiliencia; Resistencia)
de vigas, 6.105 a 6.107, 6.110 a 6.112
diseño aproximado, 6.115 a 6.117
en el rango plástico, 6.111, 6.112
en sistemas de varios grados, 6.103 a 6.107, 6.110
método modal, 6.110
modelos, 6.102, 6.109
Dinamita, 13.25
Diques, 7.79, 7.80
(*Vea también* Rellenos)
Diseñador-constructor, 2.2
Diseño de sistemas, 1.1 a 1.18
aplicación de, 1.11
definición, 1.2, 1.8
metas en, 1.4
método científico en, 1.8
modelos para, 1.5, 1.6, 1.10
objetivo de, 1.6, 1.7, 1.11, 1.12
objetivos en, 1.4
optimización en, 1.6, 1.7
organización para, 1.8, 1.9
(*Vea también* Ingenieros consultores)
procedimiento para, 1.2, 1.8 a 1.11
restricciones en, 1.4
simulación en, 1.7
síntesis en, 1.8
(*Vea también* Diseño, Planeación; Sistemas; Análisis de valor)
ventajas de, 1.2
Diseño:
administración de, 2.1 a 2.20
control de costo, 2.14
control de la calidad, 2.11, 2.13

control de la producción, 2.14
costos de, 2.10, 2.11, 2.18
esfuerzo permisible (de trabajo), 6.3, 6.4, 15.15, 15.16
factores de carga y resistencia, 9.51, 15.16, 15.17
(*Vea también* resistencia última)
fases, 2.7
objetivos, 1.1, 1.2
organización, 2.3, 2.5, 2.11, 2.14 a 2.19
procedimientos, 2.11 a 2.13
(*Vea también* Diseño de sistemas)
programación, 2.13, 2.14
resistencia última, 8.35, 8.36
(*Vea también* factores de resistencia y carga, *arriba*; *materiales específicos y tipos de construcción*)
urbano, 14.21 a 14.23
(*Vea también* Ingeniería; Ingenieros; Planes; Especificaciones; Diseño de sistemas)
uso de computadoras en, 2.11, 2.12, 2.14
Diseño urbano, 14.21 a 14.23
Disputas:
fuentes, 4.29
resolución, 3.12, 4.29, 4.30
Distancia del barreno a la cara de la roca, 13.26
Distribución de Boussinesq del esfuerzo, 7.31
Distribución de momentos, 6.62
Documentos contractuales (*vea* Contratos, construcción)
Domos (cascarones), 6.90, 8.72, 8.105, 8.106, 8.109, 8.110, 11.27
(*Vea también* Cascarones)
Door and Hardware Institute, 15.48
Dragado, 13.2, 13.40, 13.41, 23.19
Dragas, 13.5, 13.39 a 13.40
Drenaje:
base, 16.31
capacidad del suelo para, 7.16
cimentación, 15.52, 15.53
como sistemas, 14.35
(*Vea también* Alcantarillas)
controles del flujo, 22.19, 22.20
cuencas de recepción para, 20.20, 22.15
de arena, 7.33, 7.94, 7.112, 7.113
definición, 22.4
desagüe inferior, 16.31, 16.32
(*Vea también* Drenaje; Alcantarillas)
dren de limpieza, 7.103
edificio, 15.80, 15.83
eléctrico, 7.113
en muros de retención, 7.94
en túneles, 20.20, 20.21
excavación, 13.2
intercepción, 7.113, 16.30, 16.31, 18.26 a 18.27, 20.21
investigación en el sitio, 7.99, 18.13, 18.23, 18.24
para aeropuertos, 18.12, 18.24 a 18.27
para carreteras (*vea* Carreteras, drenaje de)
para drenaje subsuperficial, 15.52, 15.53, 18.24
para túneles, 20.20
planeación comunal y regional para, 14.14, 14.15
pozos, 7.100 a 7.103
(*Vea también* Deshidratación; Drenes; Alcantarillas; Pozos)
subsuperficial (*vea* Drenes)
transversal (*vea* Alcantarillas)
urbano, 14.15
zanja, 16.28, 16.29, 18.24, 18.25
Drenajes de tormenta (*vea* Drenajes)
Drenes secundarios, 7.103
Ductos:
aire, 15.64, 15.65, 20.13 a 20.18
tendón, 8.27, 8.29, 8.30, 8.81
Duela, 15.33
Dureza, 5.38, 6.6

Ecuación de Bernoulli, 21.14 a 21.16
Ecuación de Meyer, 21.81
Ecuaciones pendiente-deflexión, 6.67 a 6.70
Edificios:
Acústico (*vea* Acústica; Sonido)
aeropuerto (*vea* Aeropuertos, edificios)
aire acondicionado (*vea* Aire acondicionado)
altura, limitaciones, 15.1, 15.2
áreas requeridas para ventanas, 15.35
arriostramiento: (*vea* Arriostramiento)
cimentaciones (*vea* Zapatas; Cimentaciones)
desplazamiento lateral de pisos, 15.15
diafragmas 6.93, 8.104, 8.105, 8.108, 8.109, 15.13 a 15.15
efectos de volteo, 15.16
factores que afectan la selección, 15.18
fuerza elevadora, 15.14
(*vea también* Pisos; Marcos; Marcos rígidos; Techos; Muros)
tipos de, 6.77, 6.78, 11.50, a 11.55, 15.17 a 15.26
torsión, 15.15, 15.16
asentamiento de (*vea* Cimentaciones, asentamiento; Suelos, asentamiento)
calentamiento (*vea* Calentamiento)
cargas: enfriamiento, 15.67, 15.68
de calentamiento, 15.63
de nieve, 15.9
de servicio, 15.4 a 15.15
de viento, 15.5, 15.11
(*Vea también* Cargas)
diseño (factorizada), 6.2, 15.15, 15.16
eléctrica, 15.74, 15.75
muerta, 15.4 a 15.7
sísmica, 15.11 a 15.15
viva, 15.5, 15.8 a 15.10
cascarones delgados (*vea* Cascarones)
centro de compras 14.24 a 14.27
cimentación (*vea* Cimentaciones)
comercial, 14.26 a 14.29
como sistemas, 1.2
condensación, prevención, 15.62
control de ruido (*vea* Acústica; Sonido)
control, centro, 15.3
de oficinas, 14.26 a 14.30, 15.8, 15.9
diseño: papel del ingeniero, 15.1
efecto de zonificación, 15.1, 15.2
(*Vea también* Zonificación)
drenado del techo, 15.80, 15.84, 15.85
drenaje de la cimentación, 15.52, 15.53
educacional, 14.30
elementos no rígidos, 15.13
elementos rígidos, 15.13
elevadores (*vea* Elevadores)
escaleras (*vea* Escaleras)
exposición al viento, 15.5
flexible, 15.11
fuego, clasificaciones, 11.26, 11.28
fuego, protección (*vea* Fuego)
fuego, rociadores, 15.3, 15.83, 15.84
fuego, torres, 15.3
garaje, 15.8, 15.9
iluminación (*vea* Luz; Iluminación)
industriales, 14.29, 14.30, 15.8
límites en el área, 15.2
losas levantadas, 8.32, 15.1, 15.2, 15.21
mangueras, 15.4
medida modular, 15.17, 15.18
medidas de seguridad, 15.4
núcleo de servicio, 15.19 a 15.21
para ventilación de túneles, 20.13 a 20.15
plomería (*vea* Plomería)
potencia eléctrica, 10.27 a 10.29, 15.26, 15.73 a 15.75
preconstruido, 1.10, 10.33, 10.34
públicos, 14.30, 14.31, 14.32, 15.8
residenciales, 14.24 a 14.27, 15.8
sistemas estructurales:
sobre rellenos sanitarios, 22.60
soportados por cables (*vea* Estructuras soportadas por cables)
soportados por postes, 11.59, 11.60
suministro de agua, 15.4, 15.84 a 15.87
techo en arco (*vea* Arcos)
terminal de ferrocarril (*vea* Sistemas de transportación por riel)
terminal marina, 23.16, 23.17
tuberías verticales, 15.4
ventilación de: aire necesario, 15.72, 15.73
emergencia, 15.3
para dilución, 15.72
para eliminación de la condensación, 15.62
para remoción de calor, 15.72

(*Vea también* Aire acondicionado)
vibración de: control, 9.12
periodo, 15.12
zonificación, 14.23, 15.1, 15.2
(*vea también* Componentes y materiales de edificios específicos)
Efecto Bauschinger, 6.7
Efectos térmicos:
en anillos, 6.8
en concreto, 5.4, 5.13, 5.78
en ladrillos, 5.78
sobre aceros estructurales, 5.38
sobre la resistencia, 5.78
sobre madera, 11.2, 11.12, 11.13
(*Vea también* Temperaturas)
sobre metales, 5.38, 5.78
sobre plásticos, 5.63 a 5.65
sobre puentes, 17.2, 17.8
Elasticidad, módulo de (*vea* Módulo de elasticidad)
Elastómeros (*vea* Hules, sintéticos)
Electroósmosis, 7.113
Elevadores, 15.4, 15.58 a 15.61
Elevadores de agua, 15.4
Eliminación de aguas de desecho:
como composta, 22.30, 22.49
como fertilizante, 22.28
como lodo (*vea* Lodos)
como sistemas, 1.3, 14.16, 14.17, 14.35
con tubos perforados, 14.17, 22.55, 22.56, 22.57
(*Vea también* Drenaje; Alcantarillas; Tratamiento de aguas de desecho)
consideraciones en la selección de, 22.30
de filtrados, 22.31
desclorinación, 22.62
en estanques de oxidación, 22.28, 22.58
en lagunas, 22.28
en letrinas químicas, 22.58
en letrinas, 22.53 a 22.56
permisos para, 22.65
planeación para, 14.16, 14.34, 14.35
por dilución, 22.28, 22.36
por enterramiento, 22.28
por incineración, 22.28
por irrigación, 22.28
pozos de infiltración para, 22.57, 22.58
Embalses:
circulación del agua, 21.110
control de capacidad de (*vea* estructuras de toma para; Vertedores)
corrientes de densidad en, 21.76, 21.77
curvas área-volumen, 21.108
de multipropósito, 21.108
deposición de sedimentos en, 21.76 a 21.79, 21.110
(*Vea también* Canales, sedimento en)
determinación de la capacidad de, 21.108, 21.109
diagramas de masa para entradas de flujo, 21.108
distribución, 21.109, 21.110
eficiencia de la trampa, 21.110
estructuras de toma para, 21.137
evaporación de, 21.80, 21.81
flujo hacia o desde (*vea* estructuras de toma para; Canales, flujo en; Fluidos, flujo de)
funciones de, 21.108 a 21.110
igualización, 21.109, 21.110
oxígeno en, 21.109
remoción del olor, 21.109
selección del sitio para, 21.109
tamaño de, 21.108
termoclinal en, 21.109
tratamiento del agua, 21.110
Embarcadero, 23.20
(*Vea también* Muelles)
Empalmes de cola de pescado, 11.22, 11.23, 11.49
Empaques, 5.71, 15.41
Encofrados:
ataguías, 7.79
de ferrocarril, 19.2
Encristalado:
bajo plásticos para, 15.39
compuestos para, 15.41
doble, 15.39, 15.90
suspendido, 15.39
(*Vea también* Vidrio)
Endurecimiento:
por deformación, 5.27, 5.28
por edad (precipitación), 5.28, 5.29
por solución sólida, 5.28
Endurecimiento por deformación, 6.7
Endurecimiento por trabajo (deformación), 5.27, 5.28, 6.6
Energía: de deformación, 6.9, 6.10, 6.53 a 6.57
trabajo hecho, joules, A.3
(*Vea también* Trabajo)
Entradas:
para agua de tormentas, 16.28, 22.14 a 22.15
para drenaje de túneles, 20.20
Entrezancas, 15.56, 15.57
Epoxias, 5.63
Equilibrio: dinámico, 6.102
estático, 6.2, 6.3
Errores probables, 12.3
Escala de Mohs, 6.6
Escalas, valor, 1.12, 1.13
Escaleras, 15.55, 15.56, 19.24
(*Vea también* Escaleras mecánicas)
Escalera eléctrica, 15.57, 15.58, 19.23
Escapes repentinos de aire, 20.1
Escardadoras, hidráulicas, 13.3, 13.6
Escarificación, 13.3
Escarificadoras, 13.12, 13.13
Esclusa de aire, 20.1, 20.35, 20.36
Escobillón para materiales ligeros, 13.3
Escolleras, 23.46
(*Vea también* Rompeolas; Escollera)
Escombrar el piso del túnel después de la voladura, 20.1
Escombrar, 20.1
Escoria, 15.6
Escrepas: aplicabilidad de, 13.3 a 13.6, 13.12, 13.13
características de, 13.12
conversión a máquina básica, 13.2
excavación con, 13.14
número necesario, 13.18
tasa de producción para, 13.16 a 13.21
tiempo de ciclo para, 13.17, 13.19, 13.20
Escudos, tunelaje:
aplicaciones, 20.31
construcción de, 20.31, 20.32
definición, 20.2
excavación, 20.33
gateo de, 20.32, 20.33
montaje del revestimiento, 20.33, 20.34
normas y reglas de seguridad para, 20.31, 20.32
remoción de fango, 20.33, 20.34
Escuelas (*vea* Edificios, educacionales)
Escurrimiento:
agua subterránea, 21.82
cálculo de: fórmula racional para, 21.83 a 21.86, 22.6
método de la unidad hidrográfica para, 21.85 a 21.88
selección del método para, 21.83, 21.84
canales para carreteras, 16.28, 16.29
coeficientes de, 21.84, 21.85, 22.6
como fuente de contaminación, 14.17
de flujo superficial, 14.15, 21.82
directo, 21.82
drenaje de (*vea* Drenaje; Alcantarillas de tormenta)
duración crítica de la lluvia, 22.6
estimaciones de, 16.27
factores determinantes, 14.15, 21.80 a 21.83
flujo básico, 21.82
gráfica de distribución, 21.88
hidrógrafos para, 21.85 a 21.88
registros de, 21.83
subsuperficial (interflujo; infiltración de tormenta), 21.82
tiempo de concentración, 21.84, 21.85, 22.6
(*Vea también* Agua, de tormenta)
tiempo de entrada para, 22.6
Esfuerzo:
acero estructural (*vea* Acero estructural, esfuerzos permisibles en)
alternante, 6.102
combinados de flexión y cortante, 6.25
componentes en un punto, 6.9 a 6.12
cortante (*vea* Cortante)
de aplastamiento, 6.7
de aro (anillo), 6.8, 21.38
(*Vea también* Anillos)

de compresión, **6.4**, **6.7**, **6.8**, **6.10**
de corrosión, **5.79**
de flexión (*vea tipos específicos de construcción, por ejemplo*, Vigas; Vigas de concreto; Trabes)
de prueba, **6.5**
de tensión, **6.4**, **6.7**, **6.8**, **6.10**
de trabajo (*vea* permisible, *arriba*)
(*Vea también* Fuerzas; Diagramas esfuerzo- deformación unitaria; *tipos específicos de construcción, por ejemplo*, Vigas)
definición, **6.2**
en anillos, **6.8**
en arcos (*vea* Arcos)
en armaduras (*vea* Armaduras, esfuerzos en)
en cables (*vea* Cables, esfuerzos en)
en cascarones (*vea* Cascarones, esfuerzos en)
en marcos rígidos (*vea* Marcos rígidos, esfuerzos en)
en miembros compuestos, **6.9**, **6.10**
(*Vea también* Vigas, compuestas; Columnas, compuestas)
en perfiles formados en frío (*vea* Perfiles formados en frío)
en placas plegadas (*vea* Placas plegadas, esfuerzos en)
en recipientes a presión, **6.9**
en revestimiento de túneles, **20.41**, **20.42**
en suelos (*vea* Suelos, esfuerzos en)
en tubos, **6.9**
en vigas (*vea* Vigas, esfuerzos en)
impacto (*vea* Impacto, esfuerzos por; Cargas, de impacto)
máximo en un punto, **6.12**
normal, **6.10**
notación para, **6.10**, **6.11**
ondas de, **6.107**, **6.108**, 7.58 a 7.66
permanente, **6.102**
permisible, definición, **6.3**
(*Vea también materiales específicos y tipos de construcción*)
por fatiga, **5.43**, **5.44**, **6.101**, **6.102**
principal, **6.12**
relación con la deformación unitaria, **6.4** a **6.7**
relaciones con la deformación unitaria, **6.4** a **6.7**, **6.22**, 6.79
residual, **5.38**
secundario, 6.41, **6.89**, **8.94**
térmico, **6.8**
torsional (*vea* Torsión, esfuerzos de)
unitario constante, **6.4**, **6.7**, **6.8**
vibratorio, **6.103**, **6.116**
Esfuerzo de fluencia, **5.27**, **5.36**, **6.5**
(*Vea también* Resistencia a la fluencia)
Eslabones (Topografía), **12.3**
Esmalte de porcelana, **5.72**, **5.79**
Esmog, 22.71
Espárragos (muros de carga):
de madera, **11.50** a **11.52**, **15.18**
de metal, **15.6**
soldados, **9.45**, **9.48** a **9.50**
Especificaciones, **3.1** a **3.29**
alcance del trabajo, **3.7**
alternativas (sustituciones)
permitidas por, 3.15
(*Vea también* Adiciones; Órdenes de cambio; Contratos, construcción; Estipulaciones)
arreglo (formato) de, 3.1, **3.13**, 3.14, **3.16**, **3.21**
aspectos legales en, 3.7
aspectos legales, **3.7**
cláusula "o equivalente" en, **3.15**
componentes de, **3.1**, 3.2
(*Vea también* arreglo de)
computarizadas, **3.22** condiciones especiales (provisiones de), 3.1, **3.2**, **3.6**, **3.7**, **3.26**
condiciones generales (provisiones) de, 3.1, **3.2**, 3.6 a **3.12**
control del trabajo en, **3.7**, 3.9, 3.10
disposiciones para la medición de cantidades, **3.11**, **3.16**, 3.21
disposiciones para la resolución de controversias, 3.12
disposiciones sobre propuestas (*vea* Ofertas)
ejemplos de: en formato CSI, 3.21, 3.22, 3.23
no en formato CSI, 3.23 a 3.29
en documentos contractuales, 3.1, 3.2
en proyectos manuales, **3.1**
establecimiento de responsabilidad, **3.9**,3.11
estándar, 3.6
estándares en, **3.3**, 3.13, 3.19
maestras, 2.11, 3.6, **3.7**, 3.22
materiales, 3.13, **3.15**
preparación de, **2.11**, 3.1, 3.2, 3.19
(*Vea también* principios de)
principios de, 3.19 a 3.22
procesamiento automático de palabras, **3.22**
propósitos de, **1.2**, **3.1**, **3.19**
provisiones de indemnización, 3.8, 3.18
provisiones de pago en, 3.11, **3.16**, **3.20**
(*Vea también* Contratos, construcción, tipos de)
provisiones de seguros en, 3.8, 3.9
provisiones legales en, 3.7 a 3.9
provisiones por conflictos, **3.18**, 3.19, **3.20**
provisiones por demandas por daños, **3.8**,**3.9**
provisiones por retraso, **3.10**
relación a planos, 3.1, 3.18, 3.19
relaciones públicas en, **3.7**
requisitos de aprobación en, 3.19
requisitos de construcción, 3.15, **3.16**
requisitos de garantías, **3.11**, 3.17, **3.18**
requisitos de mano de obra en, **3.16**
(*Vea también* Contratos, construcción; *materiales y estructuras específicas*)
simplificadas, **3.20**, **3.21**, 3.22
suplementarias (*vea* condiciones especiales de)
técnicas, 3.1, 3.2, **3.11** a 3.16
tipo de adquisición de material, 3.12, **3.13**
tipo de desempeño, **3.12**
tipo de material y mano de obra, 3.12
Espigas:
en bases de columnas, **8.86**, 8.87
en juntas de pavimentos, **16.48**, **16.49**, **18.31**
en losas de concreto, 8.19
en zapatas, **8.30**, 8.84 a **8.88**
para contrafuertes, **8.85**, 8.86
para madera, **11.40**, **11.50**, **11.58**, 13.4 a **13.7**, **13.10**
para muros en voladizo, 8.83, 8.84
Espigones, **23.35**, 23.36, 23.46
(*Vea también* Rompeolas)
Espiral de Euler, **16.22**
Estaciones:
de bombeo, **22.21**, **22.23**
de ferrocarril (*vea* Sistemas de transportación por ferrocarril; Vías férreas)
nivelación, **12.7**, 12.8, 13.21
sobre alineamientos de carreteras, **16.20**
Estaciones contra incendios, **14.31**
Estaciones de bombeo, **22.21**, **22.22**
Estanques, de oxidación
Estaño, **15.7**, **15.8**
Estática gráfica, 6.39 a **6.41**
Estelas, **23.2**
Estereorradianes, A.2
Estereoscopios, **12.23**, **12.24**
Estética, **14.21** a **14.23**
Estimación de costos:
comparativo, **1.16**
(*Vea también* Análisis de valor)
para construcción, 1.5, **1.6**, **4.13** a **4.19**
Estimaciones, de costo (*vea* Estimaciones de costo)
Estimaciones de población, **14.9** a **14.11**, **21.90**
Estipulaciones, **3.3**
Estirenos, **5.64**, **5.65**
Estribos, **17.60**, **17.66**, **17.68**, **17.69**
Estribos:
arco, **6.85**, **6.88**, **11.43**, **11.56**
barra, **6.85**, **6.89**, **11.44**, 11.56
con refuerzo de compresión, 8.45, 8.62, **8.63**, 8.70
en anclajes presforzados, 8.30, 8.31
en conexiones, **8.19**
en marcos rígidos, 8.96 a **8.99**
en ménsulas y cartelas, **8.60**

ferrocarril: espacio entre dos durmientes sucesivos, 19.4
aguja, 19.1, 19.45
concreto presforzado, 19.36
corazón, 19.4, 19.36
defectos rechazables en, 19.36
durmiente ancho, 19.4
durmiente no serruchado ni al frente ni atrás, 19.4
durmientes, 19.4, 19.35, 19.36
espaciamiento de, 19.36, 19.37
madera tratada, 19.35, 19.36
renovación de, 19.62
substituto, 19.4, 19.36
tamaños de, 19.36
forma, 8.12, 15.53
ganchos para, 8.42
límites de espaciamiento en concreto, 8.63
límites de separación para, 8.40, 8.46, 8.47, 8.50, 8.53
para anclas, 7.82 a 7.85, 7.92, 7.94
para cortante en vigas (*vea* Refuerzo, cortante)
para juntas en pavimentos, 16.48, 16.50
para marcos rígidos, 8.97
para refuerzo torsional, 8.52, 8.53
(*Vea también* Refuerzo)
tolerancias de separación para, 8.20
Estructuración (*vea* Construcción; Marcos)
Estructuracion redundante, 6.61
Estructuras de toma, 21.137
Estructuras soportadas por cables:
para puentes, 17.25, 17.26
para techos, 6.94, 6.99, 15.21
simple (*vea* Cables, simples)
(*Vea también* Puentes, atirantados; colgantes; Sistemas de cables)
Estuco, 15.33
Ética, 1.1, 1.2
Eutroficación, 14.14
Excavación:
apuntalamiento en (*vea* Apuntalamiento)
arriostramiento para, 7.81 a 7.85, 20.22, 20.23
bufamiento del suelo durante, 13.15 a 13.18, 13.21
camino, 13.2
canal, 13.2
clasificación, 13.1, 13.2
con ataguías (*vea* Ataguías)
con cajones neumáticos, 7.75 a 7.78, 20.29
con congelamiento, 7.82, 20.47, 20.48
con cucharones de almeja, 7.76
con diques, 7.79, 7.80
con encofrados, 7.79
con pantalla de tablaestacado, 7.79, 7.80, 20.23, 20.47, 20.48
con solidificación química, 7.84, 7.87
con viguetas H y tablonado horizontal, 20.23, 20.47
de corte y cubierta, 20.23, 20.24
de préstamo, 13.2
deshidratación de, 7.99 a 7.103, 20.23, 20.24
(*Vea también* Ataguías, control de fugas)
desmontaje, 13.2, 13.3, 13.14
draga, 13.2, 13.37 a 13.41
drenaje (estructura), 13.2
en aire comprimido, 7.77, 7.78, 7.84, 20.34 a 20.38
en trincheras con lodos estabilizadores, 7.85 a 7.87, 20.23
equipo para: aplicaciones de, 13.3 a 13.15
selección, 13.3
tipos, 13.2, 13.3
(*Vea también* Movimiento de tierras, equipo para; *tipos específicos de equipo*, como Taladros; Dragas; Excavadoras; Rodillos de compactación; Escrepas; Tractores)
estimación de cantidades, 13.16 a 13.19
fango, 13.1, 20.25
húmeda, 13.1, 13.2
(*Vea también* Limpieza del terreno; Ataguías; Dragado; Movimiento de tierras; Escarificación; Desmonte)
levantamiento para, 12.9
máquina base para, 13.2, 13.6
no clasificada, 13.1
para alcantarillas, 13.2, 22.20, 22.21
para apuntalamiento de, 7.106, 7.107
para carreteras, 13.2
para pozos, 20.47, 20.48
para tubería, 13.3, 13.4, 22.20, 22.21
por perforacion (*vea* Perforacion)
puente, 13.2
roca, 13.1, 13.14
seca, 13.2
suelo superior, 13.2
terraplén protegido, 7.75
tipos de, 13.1, 13.2
túnel (*vea* Túneles, cortar y cubrir; excavación de)
zapata, 13.2
Excavadora (niveladora), 13.2 a 13.4, 13.11 a 13.13, 13.18 a 13.21
Excavadoras de cuchara de arrastre:
componentes, 13.6, 13.7
conversión a máquina básica, 13.6, 13.7
excavación con, 13.5, 13.7, 13.10
factores de rendimiento, 13.7
para desmontaje, 13.4
para excavación de trincheras, 13.4
tasa de producción, 13.10
Excavadoras de cucharón (almeja):
cangilones o cubetas para, 13.10
componentes, 13.5, 13.6
conversión a máquina básica, 13.2 a 13.7
excavación, 13.4, 13.5, 13.10
Excavadoras, ruedas, 13.3, 13.4
Explosivos:
agujeros para, 13.26 a 13.32
autopropagación, 13.25
cantidades necesarias, 13.26 a 13.28
carga de, 13.28 a 13.32
cebos, 13.25, 13.26
confinamiento, 13.24, 13.32
control de la potencia, 13.24, 13.25
control de las vibraciones, 13.27, 13.31 a 13.37
control del ruido, 13.32, 13.37
cordón detonador, 13.25, 13.26, 13.29 a 13.31
deflagración, 13.24
densidad óptima, 13.25
detonadores auxiliares, 13.25, 13.26
detonadores de explosión retardada, 13.26
dinamita, 13.25
distancia a escala, 13.33, 13.34
factores de potencia, 13.25
investigación del sitio, 13.31
masa crítica, 13.24
nitrato de amonio, 13.25, 13.26
nitroglicerina, 13.25
nivel de presión del sonido, 13.33
para escarificar, 13.3
para excavación en roca, 13.24 a 13.36
precauciones, 13.26, 13.32 a 13.37
quejas por el uso de, 13.32, 13.34, 13.35
reglamentación legal, 3.9
resistencia, 13.25
retacado, 13.26, 13.27
sensitividad, 13.25
sobredetonación, 13.25, 13.26
sobrepresión, 13.35
velocidad de las partículas, 13.33 a 13.35
velocidades de detonacion, 13.24, 13.25
voladura que produce un talud liso, libre de rocas sueltas, 13.26 a 13.29, 13.31, 13.32
Extradós, 6.88
Extras (*vea* Órdenes de cambio)
Eyector hidráulico, 7.68
Eyectores de aguas de desecho, 22.23

Fábricas (*vea* Edificios industriales)
Factor de amplificación dinámica, 6.114
Factor de carga dinámica, 6.109, 6.110
Factor de sección, 21.47
Factores de carga, 1.18
(*Vea también* Factores de seguridad y Factores *para tipos específicos de materiales y construcción*)
Factores de influencia, 6.76
Factores de seguridad, 1.18, 6.3

(*Vea también* Factores de carga *y factores para tipos específicos de materiales y construcción*)
Factores de transporte (*vea* Vigas, factores de transporte)
Factory Mutual Research Corporation, **15.43**, **15.44**
Fango, **7.68**, **7.70**, **7.71**, **13.1**
Fatiga: por cargas cíclicas, **5.39**, **6.101**
efectos de muesca en, **9.38**
efectos del esfuerzo de rango, **9.38**, **9.39**
en conectores de cortante, **9.48**, **9.49**
en soldaduras, **17.23** a **17.26**
límite de fatiga, **6.101**, **6.102**
mejora de la resistencia, **6.101**
pruebas de resistencia por, **5.39**
Federal Aviation Administration, **18.2** a **18.7**
Federal Water Pollution Control Act, **22.2**, **22.3**
Fenol formaldehídos, **5.63**
Ferrita, **5.31**, **5.32**
Ferrocarriles:
alineamiento de, **19.2**
análisis de costo-beneficio, **19.16**, **10.17**
balasto para, **19.2**, **19.18**, **19.35**, **19.36**
balasto superior, **19.2**, **19.18**, **19.35**, **19.36**
capacidad de, **19.22**
cargas de, **17.3**, **17.9**, **17.10**, **17.11**
cargas sobre, **17.3**, **17.8** a **17.12**
carros para: levitación con colchones de aire, **19.12**, **19.14**, **19.15**
capacidad de pasajeros, **19.48**, **19.50**, **19.52**
carga, **19.9**, **19.50**, **19.51**
carro remolque, **19.3**
(*Vea también* locomotoras para; trenes para)
con ruedas de hule, **19.12** a **19.14**, **19.33**
conmutador, **19.9**, **19.50**, **19.51**, **19.52**
detector de defectos en el riel, **19.60**
facilidades para servicio, **19.26** a **19.29**
identificación automática de, **19.60**
motor de inducción lineal, **19.9**, **19.13**, **19.15**
para pasajeros entre ciudades, **19.9**, **19.48**
para servicio, **19.51**, **19.53**
resistencia al rodamiento, **19.27**
riel ligero (trole), **19.6**
rueda de acero, **19.11**, **19.12**, **19.14**, **19.34**, **19.51**
tipo de levitación magnética, **19.11**, **19.14** a **19.16**
tipo de rueda de doble riel, **19.13**
tránsito rápido personal (mueve gente), **19.10** a **19.16**
tránsito rápido, **19.10**, **19.11**, **19.12**, **19.51**, **19.52**
velocidades para clasificación por gravedad, **19.27**
vía, **19.8**
casa de máquinas para, **19.28**
cercado a lo largo de, **19.37**, **19.59**
como sistemas, **1.2**
comunicaciones para, **19.25**, **19.51**, **19.59**, **19.60**
construcción de la infraestructura, **19.18**, **19.20**
contrato de emergencia, **19.52**
control del ruido para, **19.20**, **19.21**
controles de cruces a nivel para, **19.58**, **19.59**
cruce de conductos de agua, **19.37**
derecho de paso para, **19.19**
duración de funcionamiento, **19.56**, **19.57**
durmientes para (*vea* Durmientes, ferrocarriles)
elevados, **19.19** a **19.21**
eliminación de cruces a nivel para, **19.48**
(*Vea también* Alcantarillas; Puentes; Caballetes)
en cortes abiertos, **19.19**
en medianas de supercarreteras, **19.19**
en trenes subterráneos, **14.39**, **19.19** a **19.21**, **19.24**, **19.25**, **19.34**, **19.35**
espacio entre dos durmientes sucesivos, **19.4**
estaciones para, **19.5**, **19.21**, **19.22**
(*Vea también* Sistemas de transporte por ferrocarril)
estándares de seguridad, **19.63**
intersecciones con carreteras, **16.51**
levantamiento de rutas, **19.17**, **19.18**
locomotoras, **19.12**, **19.13**, **19.52**, **19.53**
mantenimiento de: equipo para, **19.60**, **19.63**
estructura de vías, **19.62**, **19.63**
estructuras, **19.63**
facilidades para, **19.26** a **19.28**
método de reemplazo sólo de lo estrictamente necesario, **19.36**, **19.61**
trabajo continuo hasta terminar una faena, **19.36**, **19.61**
patios para, **19.6**, **19.19**, **19.26**, **19.27**
(*Vea también* Puentes; Rieles; Vías; Sistemas; Sistemas de transporte por riel; Túneles)
pendientes de, **19.17**, **19.19**, **20.4**, **20.5**
pendientes transversales, **19.18**
potencia motriz para, **19.12** a **19.16**, **19.34**, **19.54** a **19.57**
puentes sobre (*vea* cruces de conductos de agua; Puentes)
ramales de, **19.6**
rieles para (*vea* Rieles)
secciones transversales, **19.18**, **19.20**
selección de rutas, **14.39**, **19.17** a **19.21**
señales de alarma en, **19.58**, **19.59**
servicio de carga de, **14.39**
subbalasto, **19.7**, **19.18**, **19.35**, **19.36**
subrasante para, **19.7**
tareas ingenieriles para, **19.1**
terminales de carga para, **19.26** a **19.28**
terminales de pasajeros, **19.25**, **19.26**
trenes para: resistencia del aire de, **19.55**, **19.56**
auto, **19.49**
clasificación por tonelaje, **19.57**
(*Vea también* carros para; locomotoras para)
consumo de combustible, **19.56**, **19.57**
control de, **19.57** a **19.59**
(*Vea también* velocidades sobre)
operación automática, **19.59**
potencia para, **19.14**, **19.15**
resistencia a curvas, **19.54**
resistencia a la pendiente, **19.54**
resistencia al rodamiento, **19.54**, **19.55**, **19.56**
velocidades sobre: resistencia del aire para **19.55**, **19.56**
alta, **19.15**
carga de velocidad para, **19.56**
con controles automáticos de trenes, **19.58**
con controles de sistemas de bloques, **19.58**
con órdenes y horarios de trenes, **19.57**, **19.58**
con señales continuas en la cabina, **19.58**
equilibrio, **19.30**
permisible sobre curvas, **19.29**
vía de apartadero o servicio, **19.8**, **19.21**
vías a lo largo del muelle, **19.8**
vías de paso para, **19.22**
vías para (*vea* Vías)
Fibra de vidrio, **5.74**, **5.75**, **15.6**, **15.90**
Fibras, **7.116**
Fieltros, Techos, **15.7**, **15.48**, **15.49**, **15.50**
Filamentos, **7.116**
Filtros:
para aire, **15.69**, **22.72**
para el tratamiento de agua: contracorriente de, **21.104**, **21.105**
canalones y bateas para, **21.106**
de dos medios, **21.106**
desagüe inferior, **21.104**
directo, **21.103**, **21.104**
en tratamiento terciario de agua de desecho, **22.63**
funciones, **21.103**
galería, **21.106**
granular, **21.105**
lentos de arena, **21.104**
multimedia, **22.63**
presión, **21.106**
rapidos de arena, **21.104**, **21.105**

para lodos, 22.48
controlado, 22.38
de alta velocidad, 22.37
estándar, 22.36
(*Vea también* de alta velocidad; estándar,)
funciones, 22.35
granular, 22.35
intermitente, 22.35
Filtros, agua de desecho, 22.35, 22.40
Flexibilidad, 6.58
(*Vea también* Matrices de flexibilidad)
Flexión y cargas axiales, 6.29 a 6.33
Flexión y cortante, 6.25
Flexión y torsión, 6.33
Flexión; energía de, 6.10
asimétrica, 6.27
(*Vea* también Vigas; Flexión y carga axial; Flexión y cortante; Momentos flexionantes)
esfuerzos de (*vea* Vigas, esfuerzos en; Perfiles formados en frío, esfuerzos permisibles en)
Flotación, 21.10
Fluidos:
altura de presión, 21.11, 21.15
Bernoulli, ecuación de, 21.14 a 21.16
capilaridad, 21.4, 21.5
carga de succión, 21.120, 21.122
carga de velocidad, 21.15
carga total, 21.15
chorros de, 21.29 a 21.32
cuerpos flotantes, 21.10
densidad, 21.1, 21.3
descarga (*vea* flujo de)
en alcantarillas, con pendiente crítica, 21.41, 21.42
análisis de flujo, 21.41, 21.42
bajo vías férreas, 19.37
coeficientes de pérdida por entrada, 21.42, 21.44
con descenso del nivel superficial, 21.43, 21.44
(*Vea también* Alcantarillas)
con pendientes crítica, 21.41, 21.42
con pendientes subcríticas, 21.42 a 21.44
flujo en canal abierto, 21.42, 21.43
flujo pleno, 21.41, 21.43, 21.44, 21.45
en tubos, en dobleces, 21.17, 21.29
Chezy, fórmula, 21.25
circular, 22.11 a 22.13
Darcy-Weisbach, fórmula, 21.24, 21.25
en accesorios, 21.28, 21.29
en contracciones, 21.17, 21.27, 21.28
en ensanchamientos, 21.27, 21.28
en entradas, 21.27, 21.28
en redes, 21.26, 21.115, 21.116
en sifón invertido, 21.34
en sifones, 21.34
(*Vea también* flujo de, velocidad de flujo; laminar; presión; turbulento, *arriba*; velocidad de)
factores de fricción para, 21.24
Hazen-Williams, fórmula para, 21.25 a 21.27
Manning, fórmula para, 21.25, 21.26, 22.9 a 22.10
no circular, 21.22
pérdida de fricción en, 21.15, 21.16, 21.22 a 21.29
pérdidas menores en, 21.26 a 21.29
(*Vea también* pérdida de fricción en)
rugosidad, coeficientes de, 21.23 a 21.27, 22.10
energía, 21.14 a 21.16
flujo de: en canales (*vea* Canales, flujo en)
carga de energía específica de, 21.46 a 21.48
con carga decreciente, 21.32, 21.33
ecuación impulso-momentum, 21.15, 21.17
en alcantarillas (*vea* Alcantarillas)
en alcantarillas (*vea* en alcantarillas)
en atarjeas, 22.15
en compuertas de exclusas, 21.8, 21.9, 21.61
en corrientes (*vea* Corrientes)
en embalses, 21.26, 21.31 a 21.36, 21.62, 21.63
en orificios (*vea* Orificios)
en saltos hidráulicos (*vea* Salto hidráulico)
en tubos (*vea* en tubos)
gradiente de energía (pendiente de fricción), 21.15
gradiente hidráulico, 21.15
laminar, 21.22, 21.23
línea de energía (carga total), 21.15
línea hidráulica, 21.15
modelos de, 21.18 a 21.22
profundidad de (*vea* Canales, profundidad de flujo en)
radio hidráulico, 20.17, 21.25
sobre vertedores (*vea* Vertedores)
(*Vea también* Acuíferos; Corrientes; Escurrimiento)
turbulento, 21.20 a 21.26
Froude, número de, 21.19, 21.31
fuerza de flotación, 21.10
gravedad específica, 21.3
módulo de elasticidad, 21.3
Moody, diagrama, 21.24
olas en (*vea* Olas)
peso, 21.1, 21.3
(*Vea también* Hidráulica; Agua)
presión de: en dobleces, 21.17
centro de, 21.8
de martillo de agua, 21.35 a 21.38
definición, 21.6
medición, 21.11 a 21.13, 21.14
onda, 21.35, 21.36
(*Vea también* Agua, presión)
sobre superficies curvas, 21.8, 21.9, 21.10
sobre superficies planas, 21.7 a 21.8
propiedades, 21.2 a 21.6
Reynolds, número de, 21.19 a 21.24
sedimento transportado por, 21.75 a 21.79, 23.10, 23.43
tensión superficial, 21.4
velocidad de flujo en: orificios, 21.29, 21.31
en tubos, 21.24, 21.27
velocidad de: promedio, 21.15
asentamiento, 21.99 a 21.101
de martillo de agua, 21.35, 21.36, 21.37
en alcantarillas, 21.30, 21.42
en canales, 21.45, 21.49, 21.50
en chorros, 21.32
en orificios, 21.30, 21.31
en tubos, 21.25, 21.26, 21.34 a 21.38
viscosidad, 21.5
Weber, número, 21.19, 21.20
Flujo cortante, 6.14
Flujo plástico, 5.34, 5.38, 6.7, 8.74
(*Vea también Materiales específicos* y Relajación de materiales)
Formaldehídos, 5.63
Fórmula Darcy-Weisbach, 21.23, 21.24
Fórmula de Chezy, 21.25, 21.49, 21.50
Fórmula de Dupuit, 21.113
Fórmula de la flexión, 6.22, 6.33, 6.79
Fórmula de la secante, 6.38
Fórmula de Steel, 21.84, 21.85
Fórmula racional, 16.27, 21.83 a 21.85, 22.6
Fórmulas de áreas, 6.24
Fosos:
apuntalamiento, 7.105 a 7.107
infiltración, 22.58
Fotogrametría, 12.2, 12.19, 12.21 a 12.25
Francis, turbina, 21.134, 21.135
Franja a nivel, 8.12
Fricción cortante, 8.61
Froude, número de, 21.19, 21.20
Fuego:
aireación de gases, 15.3
barreras para: obstáculos en ductos, 15.3
muros contra fuego, 15.3, 15.42, 15.43
muros cortafuegos, 15.3
puertas contra fuego, 15.3, 15.4, 15.42, 15.43
torres contra fuego, 15.3, 15.4
viga de fachada de gran peralte, 15.3
detectores, 15.3
extinción, 15.4
(*Vea también* Rociadores, contra fuego; Suministro de agua, para combatir incendios)
prevención, 15.3

protección contra: requisitos en edificios, 15.2 a 15.4
con construcción de acero, 9.62 a 9.65
con construcción de madera, 11.26, 11.28
pruebas de, 9.62, 9.63
Fuentes de agua, 15.81, 15.83, 15.86, 15.87
Fuerzas:
concurrentes: definición, 6.39
en equilibrio, 6.40
coplanares, 6.39
de energía de deformación, 6.53, 6.55
en equilibrio estático, 6.3, 6.40
equilibrantes, 6.40
equivalentes dinámicas, 6.115, 6.116
ley del paralelogramo, 6.40, 6.41
newtons, A.3
polígonos de equilibrio (funiculares), 6.40, 6.41
polígonos de, 6.40 a 6.42
relación con los desplazamientos, 6.60, 6.81 a 6.85
representación matricial, 6.60
representación por flechas, 6.39
representación vectorial de, 6.60, 6.84
(*Vea también* Cargas; Presión; Peso y gravedad específica)
resolución en componentes, 6.3, 6.40
resultante, 6.40, 6.41
sísmicas (*vea* Fuerzas sísmicas)
suma o resta, 6.40
triángulos de, 6.40
Fuerzas sísmicas, 6.2, 6.77, 6.78, 15.11 a 15.12, 17.3, 17.7, 17.8
(*Vea también* Temblores)
Funicular, polígonos, 6.40, 6.41
(*Vea también* Momentos flexionantes, diagramas de)
Fusibles, 15.75

g (aceleración de la gravedad), 6.100, 6.102, 6.105, 6.109, 6.113, 21.13, A.5
Galones, 21.3
Galvanizado, 5.79, 5.80
Garajes, 15.8, 15.9
Gateamiento:
de escudos para túneles, 20.31, 20.32, 20.33
de losas, 7.107
de pilotes, 7.106
de tendones, 8.27 a 8.30
en lodo, 7.107
en pruebas de carga, 7.55
Geosintéticos:
aplicaciones, 5.67, 7.114
atascamiento, 7.116
bibliografía, 5.69, 7.125, 7.126
definición, 5.67, 7.115
denier, 7.116
dirección de la máquina, 7.116
dirección perpendicular a la de manufactura en una tela, 7.114
dren detector de fugas, 5.68, 7.125, 7.126
especificaciones, 5.67, 5.68
estabilidad química, 7.116
factores de seguridad, 7.118, 7.119
fibra, 7.117
filamentos, 7.116
filtro, 7.112, 7.115, 7.117
geocompuesto, 5.67, 7.116, 7.125, 7.126
geomembrana, 5.67, 5.68, 7.116, 7.125, 7.126
georredes, 5.67, 5.69, 7.116, 7.118, 7.119, 7.121
geotextil, 5.67 a 5.69, 7.116 a 7.127
métodos de diseño, 7.114, 7.115
monofilamento, 7.116, 7.123
obstrucción de, 7.115
para bases de caminos, 7.122, 7.123
para control de la erosión, 7.124 a 7.126
para drenaje subsuperficial, 7.125
para muros de retención, 7.120 a 7.122
para refuerzo de la pendiente, 7.117 a 7.120
para revestimientos de contención, 7.125, 7.126
permeabilidad (conductividad hidráulica), 7.117, 7.126
permitividad, 7.117
relación de gradiente, 7.116
resistencia a la extracción, 7.118, 7.119
resistencia suelo-tela, 7.117, 7.122, 7.123
resistencia, 7.117, 7.119
revestimiento sintético de arcilla, 5.69
separador, 7.117, 7.122, 7.123, 7.125
supervivencia de, 7.117
tamaño de abertura aparente (AOS), 7.114
telas, 7.116, 7.124
tenacidad, 7.117
terraplenes, 7.122
tex de, 7.117
transmisividad, 7.117
GR-S, 5.68
Gradall, 13.5, 13.6
Grado:
Celsius, 1.12, A.3
de curva carretera, 16.20
de curva de ferrocarril, 19.3, 19.28
de indeterminación, 6.82
de libertad, 6.81, 6.102
térmico, 1.12
Grado (pendiente), definición, 12.8
(*Vea también* Carreteras; Ferrocarriles; Túneles)
Gráfica de barras, 4.20 a 4.22
Gramil, Ancho:
de agujeros de conexión, 9.13
de vías, 19.8
Grano (peso), 15.63, 21.106
Grava (pedrusco), 5.12, 7.3 a 7.5, 7.27, 15.9
(*Vea también* Agregados, gruesos; Suelos, sin cohesión)
Gravedad:
aceleración de la, 6.99, 6.102, 6.105, 6.109, 6.113
centro de: en materiales compuestos, 6.8, 6.9
en materiales homogéneos, 6.8, 6.24
Gravedad específica, definición, 21.3
(*Vea también* Peso)
Grúas, 9.56 a 9.61, 13.6, 13.7, 13.13
Grúas de brazo, 9.56 a 9.59
Guarnición o bordillo, 16.8, 16.9, 17.8, 17.9
Gunita, 8.10, 15.54, 15.55
Gypsum Association, 9.65

Hangares, 18.37
Hankinson, fórmula de, 11.36
Hazen-Wiliams, fórmula, 21.25, 21.27
Hectáreas, 12.2, A.5
Helicópteros, 18.46, 18.47
Helipuertos:
área de aterrizaje y despegue (TLOF), 18.47, 18.48
áreas de acercamiento final y despegue (FATO), 18.47, 18.50
áreas de seguridad, 18.47, 18.51
áreas de transición, 18.49
arreglo general en planta, 18.49 a 18.51
cargas sobre, 18.49, 18.51
clasificación, 18.47
deflectores de viento, 18.51
estacionamiento de helicópteros en, 18.49, 18.50
iluminación para, 18.51
indicadores de viento, 18.51
(*Vea también* Aeropuertos; Heliestaciones; puertos STOL)
marcas para, 18.51
pavimento para, 18.47, 18.49
pistas de rodaje en, 18.49
planos de espacio libre de obstrucciones para, 18.50
sitios para, 18.46, 18.49
trayectoria de vuelo, 18.46 a 18.50
Hertz (frecuencia), A.3
Hidrantes, 21.62, 21.124
Hidráulica de costas:
corrientes: a lo largo del litoral, 23.10
cerca de la costa, 23.10
fuerzas primarias, 23.2
lavado por la marea, 23.41
mareas (*vea* Mareas)
nivel del mar: medio, 23.8
elevación relativa, 23.9
(*Vea también* niveles de agua)
niveles de agua: diseño, 23.8 a 23.11
bajo mínimo inferior (MLLW), 23.8
efectos de las olas ciclónicas sobre, 23.10, 23.11
(*Vea también* nivel del mar),

plano de nivel bajo y alto para mediciones de mareas, 23.8, 23.9
olas (*vea* Olas, agua)
sedimentos: en playas, 23.10
arrastres a lo largo del litoral, 23.10
transporte de arena a lo largo del litoral, 23.10
transporte transversal, 23.11
Hidráulica:
modelos, 21.18 a 21.22
símbolos, 21.2
unidades de medidas, 21.2, 21.3
(*Vea también* Hidráulica de costas; Fluidos; Agua; Olas)
Hidrodinámica (*vea* Fluidos; Hidráulica; Agua; Olas)
Hidrógrafos, 21.85 a 21.88
Hidrología:
ciclo, 21.79
definición, 21.79
(*Vea también* Inundaciones; Agua subterránea; Lluvia; Escurrimiento; Tormentas)
fuentes de datos, 21.79, 21.82
Hidrostática (*vea* Fluidos; Hidráulica; Agua)
Hielo, peso, 15.9
Hierro, 15.9
(*Vea también* Austenita; Ferrita; Acero; Acero estructural; Hierro forjado)
Hierro forjado, 5.42
Hincado de pilotes:
adaptadores para, 7.44
amortiguadores, 7.37, 7.39, 7.41, 7.60
amortiguamiento del suelo en, 7.62
bajo agua, 7.44
bloque de impacto (yunque), 7.40, 7.59
casco de pilote (tapa), 7.40, 7.60
compactación de suelos por, 7.112
con barrenos, 7.44
con chorros de agua, 7.44
conector, 7.39
criterios para, 7.67
daños en pilotes, 7.63, 7.64
eficiencia en la transferencia de energía, 7.63
equipo para, 7.39 a 7.46
(*Vea también* componentes de equipo específico)
equipo para, 7.39, 7.40
golpes para, 7.45 a 7.47
gráfica de apoyo para, 7.60, 7.61
guías, 7.39, 7.40, 7.67
mandriles para, 7.44
martillos para: aplicabilidad de, 7.67
combustión externa, 7.42
combustión interna, 7.43, 7.44
componentes de, 7.40, 7.41
diesel, 7.43, 7.44
en la guía, 7.39
energía estipulada, 7.45 a 7.47
vibratorios, 7.44
martinete para, 7.39, 7.45 a 7.47, 7.59
modelo idealizado, 7.59
ondas de esfuerzos de, 7.61
placa golpeadora para, 7.41
por gateo, 7.107
resistencia del suelo a, 7.60, 7.62
seguidores para, 7.44
subterráneo, 7.44
tolerancias en, 7.67
vibratorio, 7.44
Hoja de aluminio, 15.61, 15.62
Horquillas, 7.105
Huelgo, 4.23, 4.24
Huellas, 15.56, 15.57
Hules:
laminados, 5.76
naturales, 5.66
para pisos, 15.27
sintéticos, 5.63, 5.66

Illuminating Engineering Society, 15.79
Iluminación (*vea* Lámparas, eléctricas; Luz, *tipos específicos de construcción*, como Aeropuertos; Edificios; Túneles)
Impacto:
cargas de (*vea* Cargas de impacto)
de elevadores, 15.58
deformaciones por, 6.107, 6.108
esfuerzos de, 6.107 a 6.109
pruebas de, 5.38, 6.6
(*Vea también* Vibración)
Impacto ambiental:
bibliografía, 5.82
de aeropuertos, 18.7
de contaminantes del aire, 22.71
de desechos no tratados, 22.3, 22.4
(*Vea también* Control del medio ambiente; Planeación)
de materiales de construcción, 5.77 a 5.82
de operaciones de construcción, 3.9, 13.31 a 13.36, 14.17
del desarrollo de terrenos, 14.11
informes (reportes) sobre: acciones que requieren, 22.74 a 22.79
ambiente existente, 22.77
contenido, 22.79
evaluaciones requeridas, 22.79
formato, 22.76 a 22.79
leyes requeridas, 2.6, 22.75
matriz básica, 22.77 a 22.78
propósitos, 14.45, 22.68
leyes implicadas, 2.7
(*Vea también* Planeación; Zonificación)
transportación, 14.23
Impermeabilización:
de membranas, 15.6, 15.54, 20.24
de muros del sótano, 15.54, 15.55, 20.24
de muros sobre el terreno, 15.55, 15.56
de pisos de concreto, 15.52, 15.53

Incineración:
para agua de desecho, 22.27
para desechos peligrosos, 22.68 a 22.71
para desperdicios, 22.68
para fangos, 22.50
Incinerador, 22.69, 22.70
Incineradores:
chimeneas para, 22.69
clasificación de, 22.70
de cama fluidizada, 22.69
de hogar múltiple, 22.50, 22.69
de horno rotativo, 22.69
de inyección líquida, 22.69
tipos de, 22.69
Indemnización, 3.8, 3.18
Índice de congelamiento, 7.25
Industrial Fabrics Association International, 5.69, 7.115
Inercia:
momento de, 6.22 a 6.24
momento polar de, 6.14
producto de, 6.23
Ingeniería:
administración, 2.11 a 2.18
aguas arriba, 21.79
(*Vea también* Construcción; Diseño; Ingenieros; Administración)
tareas (*vea tipos específicos de construcción, tales como* Aeropuertos; Puentes; Edificios)
Ingeniería civil:
definición, 1.1
objetivos, 1.1, 1.2
(*Vea también* Ingenieros civiles)
Ingeniería de costas:
alcance, 23.1
(*Vea también* Rompeolas; Hidrálica de costas; Muelles; Puertos; Marinas)
definición, 23.1
modelos físicos y numéricos, 23.42
monitoreo de posconstrucción, 23.45
nivel de riesgo en proyectos, 23.1
Ingeniería de recursos hidráulicos:
alcance de, 21.1
dimensiones y unidades usadas en, 21.1 a 21.3
modelos usados en, 21.18 a 21.21
símbolos usados en, 21.1, 21.2
tareas de, 21.1
(*Vea también* Fluidos; Hidráulica; Agua; Suministro de agua; Tratamiento de agua y *tipos específicos de estructuras hidráulicas, como* Presas; Depósitos; Plantas hidroeléctricas)
Ingeniería de valor, 1.9, 1.11 a 1.15, 2.12
Ingenieros:
académicos, 2.1
civiles: definición, 1.1
ética de los, 1.1, 1.2

(*Vea también* consultores, *abajo*; Ingenieros civiles)
construcción, 2.2, 2.3
consultores: cuentas por, 2.14, 2.17 a 2.19
administración de oficinas por, 2.19
asociación, 2.3
clientes, 2.5, 2.6
compensación a empleados por, 2.15, 2.17
definición, 2.2
desarrollo comercial por, 2.15
incorporados, 2.5
organización de diseño para, 2.3, 2.4, 2.11, 2.14 a 2.19
propietario individual, 2.3
requisitos de capital, 2.19
seguro para, 2.18, 2.19
selección de, 2.8, 2.9
servicios de apoyo para, 2.19
servicios efectuados por, 2.2, 2.6 a 2.9
sueldos para, 2.7 a 2.11, 2.19
funciones de, 1.2, 2.1 a 2.3
geotécnicos, 7.1, 7.2
(*Vea también* Tierra; Zapatas; Cimentaciones; Suelos; Muros)
gobierno federal, 2.1, 2.2
oportunidades de empleo, 2.1 a 2.3
(*Vea también* consultores, clientes de)
relaciones con contratistas, 3.7
(*Vea también* Órdenes de cambio; Construcción, inspección de; Especificaciones, requisitos de aprobación)
residente, 2.7
(*Vea también* Ingeniería; Ingenieros contratistas)
Ingenieros contratistas, 2.2
Ingenieros de especificaciones, 3.29
Inodoros, 15.81, 15.82, 15.87, 15.88
Inspección, 1.2
Instalación sanitaria:
remoción de agua de desecho: edificios (viviendas), drenes para, 15.80, 15.83, 15.84
bajantes de aguas negras, 15.80, 15.83, 15.84
construcción de alcantarillas para, 15.80, 15.83, 22.4
dispositivos requeridos para, 15.80, 15.81
propósito de, 15.79
pruebas de, 15.80
requisitos de código, 15.79 a 15.85
respiraderos de bajantes, 15.80, 15.83, 15.84
trampas en, 15.80, 15.83
tubería para desperdicios indirectos, 15.80
unidades de accesorio para, 15.80, 15.83 a 15.84
rociador contra fuego, 15.83, 15.84
suministro de agua: prevención de flujo inverso, 15.85
caliente, 15.85 a 15.88
flujo para, 15.86, 15.87
fría, 15.86, 15.87
presiones para, 15.4, 15.84, 15.85, 21.114
pruebas de, 15.87
(*Vea también* accesorios específicos como Inodoros; Urinales; Excusados; también Tubos)
requisitos de código para, 15.84 a 15.87
unidades de accesorios para, 15.86, 15.87
Instaladores de tubería (maquinaria), 13.12
Instalar o montar, 11.24
Integridad estructural, 6.1, 6.2
Intermodal Surface Transportation Efficiency Act (ISTEA), 16.66
International Association of Foundation Drilling, 7.38
Interruptores de circuitos, 15.75
Intervalos de recurrencia, 1.17, 6.2, 14.14, 16.27
Intradós, 6.85
Inundaciones:
administración de llanuras de inundación, 14.14, 14.15
en áreas urbanas, 14.15
obras de control, 14.15
protección contra inundaciones, 14.14
sistemas de aviso y evacuación, 14.14
Invar, 5.34
Investigaciones en el sitio:
aérea, 7.20
(*Vea también* Fotogrametría; Levantamientos aéreos)
antes de las voladuras, 13.31
antes del apuntalamiento, 7.104
(*Vea también* Levantamientos)
con corrientes eléctricas, 7.20, 20.24
geotécnicas: de suelos activos, 7.21
alcance de, 7.16
campo magnético, 7.20
con ondas sísmicas, 7.19 a 7.21
de roca, 7.17, 7.19, 7.20, 20.7, 20.24, 20.25
geofísicos, 7.19, 7.20, 14.10, 20.7
geológicos, 7.3, 14.11, 20.7
gravitatorios, 7.20
objetivo de, 7.16
para condiciones peligrosas, 7.20 a 7.23
para monitorear agua subterránea, 7.17
planeación para, 7.16
por propagación de ondas sísmicas, 7.19, 7.20, 7.64 a 7.67
por sondeos (*vea* Suelos, sondeos en)
pruebas de suelos para (*vea* Suelos, pruebas sobre)
para alcantarillas, 22.7, 22.9
para drenaje, 7.99
para puertos, 23.17, 23.18, 23.19
para túneles, 20.7, 20.24, 20.25
por contratistas, 4.11

Joules, A.3, A.6
Juntas:
de collar, 15.30, 15.31
en atarjeas, 22.7, 22.14
en concreto (*vea* Concreto, juntas en)
en mampostería, 15.16, 15.51 a 15.54
en muros de contención, 8.83, 8.84
en pavimentos, 16.47 a 16.51, 18.31
en rieles, 19.38, 19.39
en sótanos, 15.53, 15.54
para ladrillos, 15.16
sellos para, 5.70, 5.71, 16.51
soldadas (*vea* Soldadura; Soldaduras)
(*Vea también* Conexiones)

Kelvin, A.2
Kilogramos, 21.3, A.2
Kilowatts, 21.3, 21.128, 21.129
Kip, 6.3

Ladrillo, arcilla o pizarra:
absorción de agua, 5.53
coeficiente de dilatación térmica, 5.53
coeficiente de saturación, 5.53
conductividad térmica, 5.53
definición, 5.53, 15.29
esfuerzo permisible de apoyo, 9.32
juntas, 15.16
para túneles impermeables, 20.24
peso, 15.6
(*vea también* Mampostería; Muros)
resistencia a la compresión, 5.53
tamaños, 5.52
Lamé, fórmulas, 6.9
Lámina de acero, 10.40, 10.41, 10.42
(*Vea también* Tablaestacas)
Láminas de acero, 5.44, 5.45, 10.1, 10.2
(*Vea también* Perfiles formados en frío)
Lámparas, eléctricas:
eficiencia luminosa de, 15.76, 15.78, 15.79
índice de interpretación del color, 15.78
luminarias para, 15.75, 15.78, 15.79, 16.67, 16.68
potencia luminosa de, 15.76
selección de, 15.79
tipos de, 15.79
Largueros, 6.15, 15.32, 15.56, 15.57
Largueros (vigas):
de alma abierta: ventajas de, 10.30
anclaje, 10.32
arriostramiento, 10.32
capacidades de carga, 10.30, 10.32
definición, 10.30
esfuerzos permisibles, 10.30
especificaciones para, 10.30, 10.32

fabricación, 10.30
pisos de concreto sobre, 10.30, 10.32, 10.33, 15.20, 15.21
relación máxima claro-peralte para, 10.32
resistencia al fuego, 10.32
selección de, 10.32
tamaños estándar, 10.30
tipos de, 10.30, 10.31
(*Vea también materiales específicos*, como Madera y Vigas; Armaduras)
definición, 11.30
estructuración, 6.15, 11.50 a 11.54, 15.20, 15.21
Lásers para levantamientos, 12.9
Latones, 5.50, 15.9
Lechada: aditivos en, 5.23
cemento, 5.8, 8.28, 15.29, 15.54
química, 7.87
Letrinas, 22.58
Ley de Dalton, 21.81
Ley de Darcy, 7.16, 21.88
Ley de Hooke, 6.4, 6.5
Ley de Ohm, 15.73
Ley de Stokes, 21.99
Licitadores:
Aviso a, 3.17
calificación de, 3.17
garantías de propuesta, 3.17
Instrucciones a, 3.18
obligaciones de, 3.19
riesgos de, 4.9
(*Vea también* Ofertas; Bonos; Propuestas)
testimonios de no colusión, 3.3, 3.17
Ligantes asfalto-azufre, 16.45
Ligantes asfalto-cal, 16.46
Ligantes asfalto-hule, 16.45, 16.46
Lignito bituminosos, 15.9, 15.48
Límite de fatiga, 5.39, 6.101
Límite elástico, 6.4, 6.5
Límite proporcional, 6.5
Límites de Atterberg, 7.4
Limo: presión permisible sobre, 7.29
ángulo de fricción interna, 7.11, 7.12, 7.89
clasificación de, 7.5
cohesión de, 7.11
deshidratación de, 7.100, 7.103
identificación de, 7.5 a 7.8
peso de, 7.89, 15.9
(*Vea también* Suelos, cohesivos; de grano fino)
Limpieza del terreno, 13.4
Línea agónica, 12.10
Línea de arranque, 6.85
Líneas de influencia, 6.20, 6.21, 6.46 a 6.49
Líneas de nivel, 12.16
Líneas isogónicas, 12.10
Linóleo, 15.27
Listón metálico, 15.33
Listón vertical, 15.33, 15.34
Litros, A.4, A.5
Lloyd-Davies, método, 16.27
Lluvia:
de uso consuntivo, 21.80
duración, 21.83
efectiva, 21.82, 21.86
evaporación, 21.80, 21.81
exceso, 21.81
intensidad, 21.80, 21.84 a 21.86
intercepción de, 21.80
pluviómetros, 21.79
registros de, 21.79, 21.80, 21.82
Steel, fórmula para, 21.84, 21.85
transpiración (uso consuntivo), 21.80
(*Vea también* Escurrimiento; Tormentas)
Lodo:
activado, 22.40 a 22.43, 22.45
arena en, 22.42
características de, 22.44
centrifugación de, 22.49
cerniduras putrefactas, 22.42
clorinación de, 22.51
compostaje de, 22.49
condicionamiento de, 22.44
de gas, 22.46
decantación de, 22.48
definición, 22.44
deshidratación de, 22.45, 22.51
digerido, 22.45
digestión de, 22.45, 22.46 a 22.47
edad de, 22.43
eliminación de, 22.44, 22.46, 22.47, 22.51
espesamiento de, 22.44
estabilización de, 22.43, 22.48
filtros y filtración, 22.48 a 22.49
incineración de, 22.50
índice de densidad, 22.42
índice Mohlman de, 22.42
oxidación húmeda de, 22.51
oxidación química de, 22.51
para condicionamiento del suelo, 22.49, 22.50
precipitación química, 22.44
primario, 22.33, 22.42
recuperación de cal de, 22.52
reducción de, 22.45, 22.50
secadores para, 22.51, 22.52
sedimentación, 22.33
solución sobrenadante del, 22.46
tratamiento de, 22.44 a 22.52
Losas de concreto:
ancho efectivo de patines, 8.50
banda de losa, 15.21
casetones metálicos, 15.21
con paneles deprimidos, 8.54, 8.56, 15.20
construcción de losas de izar, 8.32, 15.21
deflexiones, 8.37, 8.47
diseño en puentes, 17.53
claro de diseño, 17.53
discontinuidad en los soportes, 17.54, 17.55
distribución de carga, 17.53
(*Vea también* Puentes, carga sobre, camión estándar)
refuerzo, 17.53 a 17.56
en dos direcciones, 8.53 a 8.60, 15.21
(*Vea también* planas, *arriba*; placa plana, *arriba*; Concreto, cortante; Vigas de concreto; Refuerzo)
en una dirección: aplicabilidad, 15.21
definición, 8.46
diseño, 8.46 a 8.50
límites del espesor, 8.47
límites del refuerzo, 8.20, 8.21, 8.24, 8.47
para puentes de vigas T, 17.56, 17.57
encasetonadas, 8.54, 15.20
esfuerzos permisibles, 8.36
espigas, 8.19
franjas de contracción, 8.18, 8.19
gateo, 7.106
pavimento, 16.47 a 16.51
peso, 15.6
(*Vea también* Concreto; Pisos de concreto; Pisos; Carreteras, pavimentos para; Refuerzo; Techos)
placa plana: aplicabilidad, 15.20
cortante, 8.60
definición, 8.56
franjas centrales, 8.55, 8.56, 8.57
franjas de columna, 8.56, 8.57, 8.58
método del diseño directo, 8.56 a 8.58
método del marco equivalente, 8.58, 8.59
rigidez, 8.56, 8.59
(*Vea también* planas; en dos direcciones)
planas, 8.54, 8.56, 15.20
(*Vea también* losa plana; en dos direcciones)
refuerzo mínimo, 8.24, 8.47
Losetas:
arcilla estructural, 5.53, 5.54, 15.16
asfalto, 15.27, 15.28
cerámica, 5.48, 15.30
drenaje, 15.51, 15.52
espesor de junta, 15.16
mortero, 15.27
muro, 15.6
peso de, 15.6, 15.7
piso, 15.27, 15.28
techo, 15.49
Luces de señales, 16.65, 16.66
Lugares de estacionamiento, 14.27, 14.29, 14.37, 16.44
Luminarias, 15.75, 15.78, 15.79, 16.67, 16.68
Luz:
candela (poder luminoso), 15.76, A.2
efectos de contraste de, 15.77

efectos del brillo, 15.76
estándares para, 15.76
(*Vea también* Lámparas eléctricas; Iluminación)
iluminancia de, lux, 15.76, A.3
interpretación del color, 15.77, 15.78
ley del cuadrado inverso para, 15.76
lumens, 15.76, A.3
lux (bujía pie), 15.76
pie-lambert, 15.77

Macadam, 16.34, 16.35
Madera:
adhesivos para (*vea* Adhesivos)
almacenamiento en la obra, 11.23, 11.24
almacenamiento en la obra, 11.23, 11.24
arcos de: marco en A, 11.56
arriostramiento para, 11.24, 11.25
atirantado, 11.56
cambios dimensionales, 11.20
claros para, 11.27
con contrafuertes, 11.57
conexiones en la corona, 11.58
de tres centros, 11.56, 11.57
empalmes para, 11.57, 11.59
ensamble en la obra, 11.24
espaciamiento para, 11.27
Gótico, 11.56, 11.57
parabólico, 11.56, 11.57
radial, 11.56
segmentado, 11.56
soportes para, 11.57
Tudor, 11.56
(*Vea también* vigas de; curvas; Arcos)
armaduras de: aplicaciones, 11.52
arriostramiento para, 11.24, 11.25, 11.56
claros para, 11.27, 11.54
de madera, 11.54, 11.55
(*Vea también* Armaduras)
de peso ligero, 11.53, 11.54
espaciamiento de, 11.27, 11.52, 11.54
miembros de, 11.53, 11.54
montaje en la obra, 11.24
uniones en, 11.52 a 11.55
bibliografía, 5.69, 5.70
bloques de, 15.6, 15.27
cabios de, 11.50, 11.52, 15.28
cambios dimensionales, 5.58, 5.59, 11.2, 11.20
características básicas de, 11.1 a 11.6
chapas, 11.62
columnas de: arriostramiento, 11.24, 11.25
coeficientes de longitud de pandeo, 11.17, 11.28, 11.29
compuestas, 11.29
efectos de las rajaduras, 11.6
esfuerzos de compresión, 11.28
espaciamiento, 11.29, 11.30
factores de estabilidad para, 11.10, 11.17, 11.28
factores de rigidez para el pandeo, 11.11, 11.17
longitud efectiva de, 11.17, 11.28
relaciones de esbeltez, 11.17, 11.28, 11.29
secciones críticas en, 11.29
valores de diseño para (*vea* valores de diseño para)
composición de, 5.58, 5.59, 11.2
conectores para, 11.20, 11.41 a 11.49
conexiones de (*Vea* Conexiones, madera)
contenido de humedad de: cambios dimensionales por, 5.55, 5.59, 11.2, 11.3
a fibra saturada, 11.2
durante el secado, 5.50, 11.2, 11.3
efectos ambientales, 11.2, 11.5
en estado verde, 5.58, 5.60, 11.2, 11.7
en uso húmedo, 11.4, 11.11, 11.12
(*Vea también* valores de diseño para; desecación de)
en uso seco, 5.55, 11.2, 11.4, 11.7, 11.11
variación del peso con, 5.60
variaciones de la resistencia con, 5.58
cubiertas de techos, 11.27
cubiertas de, 11.57 a 11.60, 15.20
curvatura de, 11.16, 11.21
desecación de, 21.54, 21.56
efectos de temperatura, 11.2, 11.12, 11.13
efectos del grano, 5.58, 5.59, 11.2
empalmes para, 11.23, 11.24, 11.25
entablado de paredes, 11.62 a 11.67
entarimado de, 11.31, 11.63 a 11.67, 15.6, 15.26
esfuerzos de tensión, 11.28
(*Vea también* valores de diseño para)
esfuerzos permisibles (*vea* valores de diseño para)
especies de, 11.3
especificaciones para, 11.8, 11.9
estándares para, 5.59
estructuración de edificios, 11.50 a 11.55
(*Vea también* Marcos)
estructuración de puentes, 11.50, 11.51
fabricación de, 11.19 a 11.22
factores de acción de grupos, 11.47, 11.48
factores de área de apoyo, 11.11, 11.16
factores de curvatura, 11.11, 11.16
factores de diafragma para, 11.49
factores de estabilidad de vigas, 11.10, 11.15
factores para uso plano, 11.10, 11.15
factores de forma, 11.10, 11.15
factores de geometría, 11.47
factores de grano extremo, 11.47, 11.48
factores de penetración, 11.47, 11.49
factores de tamaño para, 11.10, 11.13, 11.14
factores de temperatura, 11.10 a 11.13, 11.47
factores de volumen, 11.10, 11.13, 11.14
factores placa lateral metálica, 11.49
factores por clavo oblicuo, 11.49
factores por duración de la carga, 11.10, 11.11, 11.12, 11.46
factores por servicio húmedo, 11.11, 11.12, 11.46, 11.47
(*Vea también* Madera; Madera contrachapada)
grados de, 5.59, 5.61, 11.1
gravedad específica, 5.58, 5.59, 5.60
hendiduras en, 11.4
(*Vea también* rajaduras en)
inhibición del decaimiento, 11.64 a 11.68
(*Vea también* preservadores para)
madera blanda, 5.58, 5.60
madera dura, 5.60, 5.61
miembros a compresión de (*vea* columnas)
módulo de elasticidad, 5.59, 5.61, 11.2, 11.10 a 11.13, 11.17
módulo de rigidez, 5.59, 5.61
módulo de ruptura, 5.57
montaje de, 11.23 a 11.25
muros de, 11.50 a 11.54, 15.18, 15.32, 15.33, 15.90
nudos en, 11.10
paneles de uso estructural, 11.60 a 11.67
(*Vea también* Tableros; Paneles; Madera contrachapada)
para parachoques en muelles, 23.29
peso de, 5.58, 5.60, 15.6, 15.7
pies derechos, 11.50 a 11.54, 15.6, 15.18
pilastras de, 7.38, 7.39
postes de, 11.59, 11.60
preservadores para: aplicación, 5.81, 11.68, 11.69, 19.36
efectos de los, 11.13, 11.68
materiales usados para, 5.80, 5.81, 11.68, 11.69, 19.36
selección de, 11.26, 11.68
usos de, 5.80, 11.67, 11.68
propiedades de sección, 11.8
protección contra el fuego con, 11.26, 11.28
rajaduras en, 11.4, 11.8
recomendaciones de diseño, 3.26 a 3.29
reglas de graduación, 11.7, 11.10
resistencia de, 5.58, 5.59, 11.4, 11.8, 11.9, 11.12, 11.13
resistencia química, 5.59, 11.2
revestimiento de (*vea* Revestimiento)
rigidez de, 5.59
sólida, 11.28, 11.29
sujetadores de, 11.20
sujetadores mecánicos para: corrosión, 11.37
tipos de, 11.37

(*Vea también tipos específicos, tales como* Pernos; Clavos; Dientes y Conectores, de madera)
tamaños de, **11.6**, **11.7**
tejamanil, **15.7**, **15.48**
tolerancias en el corte, **11.21**
tratamientos retardadores del fuego, **11.28**, **11.68**
tubos, **21.117**
valores de diseño: ajustes de, **11.10** a **11.17**, **11.44** a **11.49**
(*Vea también* factores específicos)
básicos, **11.8**
efectos de los preservadores, **11.13**, **11.68**
efectos de los retardadores de fuego, **11.68**
establecimiento de, **11.6**, **11.7**, **11.10**
para cargas axiales y de flexión, **11.36**, **11.37**
por aplastamiento, **11.35**, **11.36**
ventajas, **11.1**, **11.2**
vigas de: esfuerzos de aplastamiento en, **11.35**, **11.36**
arriostramiento para, **11.17** a **11.19**, **11.24**, **11.25**
capacidad, **11.31** a **11.34**
cargas colgantes sobre, **11.28**, **11.29**
claros para, **11.27**
combeo para, **11.34**
curvos, **11.15**, **11.16**, **11.20**
(*Vea también* arcos; Arcos)
diseño de, **11.31**, **11.33** a **11.35**
en voladizo, **11.30**, **11.31**
esfuerzos radiales en, **11.15**
espaciamiento para, **11.27**
factores de esfuerzo cortante para, **11.11**, **11.17**
factores de estabilidad para, **11.10**, **11.16** a **11.19**
factores de miembro repetitivo para, **11.11**, **11.16**
límites de deflexión para, **11.30**, **11.31**, **11.33**, **11.34** a **11.35**
longitud efectiva de, **11.18**, **11.19**
longitud no soportada lateralmente, **11.18**
(*Vea también* valores de diseño para, *abajo*; Vigas; Marcos; Trabes; Largueros; Cabios)
pandeo de, **11.17**, **11.18**
relaciones de esbeltez, **11.18**
tipos de, **11.31**
viguetas de, **11.31**, **11.50** a **11.53**, **15.6**, **15.21**
(*Vea también* vigas de)
Madera:
conectores, **11.21**, **11.41** a **11.49**
laminada: adhesivos para, **11.1**, **11.22**
coeficientes de condición de carga, **11.14**
columnas de, **11.28**, **11.29**
composición de, **11.8**, **11.21**
cubierta de, **11.57**, **11.60**
encorvamiento, **11.6**, **11.15**, **11.16**, **11.21**
especificaciones para, **11.6**
fabricación de, **11.19** a **11.22**
grietas paralelas a la veta, **11.4**
juntas encoladas, **11.21**, **11.22**
medidas estándar, **11.6**
propiedades de sección, **11.8**
resistencia de, **11.8**, **11.10**
(*Vea también* Madera)
tratamiento para retardar el fuego, **11.68**
tratamientos preservadores, **11.68**, **11.69**, **19.36**
valores de diseño para, **11.8**
(*Vea también* Madera, valores de diseño para y ajustes de)
ventajas de, **11.5**
vigas de (*vea* Vigas; Madera, vigas de)
laminado de madera encolada (*vea* laminada)
mitad, **15.33**
pesada: cubierta de, **11.57** a **11.60**
resistencia al fuego, **11.26**
Madera contrachapada:
acabados sobre, **11.63**
adhesivos para, **11.61**, **11.62**, **11.63**
aplicaciones de, **11.63** a **11.65**
clasificación de claros por, **11.62**, **11.63**
clavado de, **11.64**
composición de, **11.60**, **11.61**
construcción, **11.61** a **11.65**
dimensiones de, **11.62**, **11.65**, **11.66**
entablado de paredes, **11.62** a **11.66**, **15.33**
especificaciones para, **11.64**
grados de: por apariencia, **11.62**, **11.63**, **11.65**, **11.66**
capa base, **11.65**, **11.66**
ingenieriles (estructural), **11.63**, **11.65**, **11.66**
marina, **11.64**, **11.65**
para chapa, **11.62**, **11.65**, **11.66**
Plyform, **11.63**, **11.65**
por exposición, **11.61**, **11.65**, **11.66**
taponada, **11.65**, **11.66**
grupos de especies de, **11.61**
marcas registradas de, **11.62**, **11.63**
muros de, **15.32**, **15.33**
para caras de muros, **11.64**, **15.33**
para cimbra, **11.63**, **11.65**
para pisos, **11.63** a **11.65**, **15.6**, **15.20**
para techos, **15.20**
(*Vea también* para pisos)
peso de, **15.6**
(Vea también Revestimiento, madera; Madera, entablado de)
productos estándar para, **11.61**, **11.64**
revestimiento de, **11.62** a **11.66**, **15.22**, **15.33**
transmisión del sonido a través de, **15.89**
ventajas de, **11.60**, **11.61**
Madera, clasificaciones de la, **5.59** a **5.61**
(*Vea también* Madera)
Maderos horizontales de cierre, **21.137**
Malecones:
muelle, **23.20** a **23.25**
muros marinos, **23.48**
presiones, **7.92**, **7.94**
túnel, **20.23**, **20.24**, **20.34**, **20.35**
Malecones (*vea* Revestimientos; Muros, muelle)
Mampostería:
área de, **15.28**
bloque de concreto, **5.52**, **8.15**, **15.6**, **15.17**, **15.28**
bloque de vidrio, **15.6**, **15.32**
columnas de, **15.29**, **15.31**
definición, **15.29**
escombros, **15.30**
esfuerzos permisibles en, **9.33**
especificaciones para, **15.28**
hueca, **15.30**
ladrillo: arcilla (*vea* Ladrillo, arcilla o pizarra)
concreto, **5.53**, **5.54**, **8.14**
pizarra (*vea* Ladrillo, arcilla o pizarra)
modular, **15.16**, **15.17**
permeabilidad de, **15.51**, **15.52**
peso de, **15.6**, **15.7**
(*Vea también* Concreto, precolado; Muros de mampostería; Terra cotta; Loseta)
piedra, **5.55** a **5.59**, **15.7**, **15.9**, **15.30**
pilas de, **15.30**, **17.68**
pilastras de, **15.30**
revestimiento de cerámica, **15.30**
sillar, **15.7**, **15.29**
sólida, **15.30**
terracota arquitectónica, **15.30**
tipos de, **5.52**, **15.28** a **15.30**
unidad, **5.52** a **5.56**, **15.29**, **15.30**
Mampostería de cemento, **5.2**, **5.8**, **5.9**, **5.10**
Mangueras, **15.4**
Manning, fórmula, **21.25**, **21.26**, **21.42**, **21.49**, **21.50**, **22.9**
Manómetros, **21.11** a **21.14**
Mapas:
de drenaje, **22.7**
de intensidades sísmicas, **15.7**
de suelos, **7.3**
desarrollo oficial, **14.45**
hidrográficos, **23.17**
hipsométricos, **12.18**
idoneidad del terreno, **14.12**
para uso de la tierra, **14.41**, **14.44**
planimétrico, **12.18**
preparados por el gobierno, **12.2**

subdivisiones, 14.44
topográfico, 12.1, 12.17, 12.18, 12.20, 23.18
zonal, 14.41
(*Vea también* Levantamientos)
Mapas administrativos (*vea* Mapas, uso del suelo)
Máquinas perforadoras, 20.42
Marco a dos aguas, 9.56, 9.57
Marco de ventana, 15.35, 15.36
análisis de, 6.62, 6.70 a 6.77, 8.94, 8.95
(*Vea también* análisis elástico de; teoría plástica para; Momentos flexionantes)
análisis elástico de: exactitud del, 15.25, 15.26
con desplazamiento lateral, 6.75 a 6.77
con las ecuaciones de pendiente-deflexión, 6.67 a 6.70
por distribución de momento, 6.73 a 6.77
por el método del portal, 15.26
(*Vea también* Métodos del elemento finito)
por el método del voladizo, 15.26
carga para momento máximo, 6.73 a 6.75, 15.5, 15.6
claros de miembros, 8.32
concreto: bases para, 8.95, 8.98
conexiones en, 8.96 a 8.100
contracción de, 17.8
(*Vea también* esfuerzos en)
diseño de, 8.95 a 8.100
efecto del movimiento de las bases, 8.97
precolado, 8.99, 8.100
presforzado, 8.99, 8.100
refuerzo de, 8.96 a 8.99
conexiones de acero, 9.50, 9.51
(*Vea también* Conexiones)
de tormenta, 15.38
definición, 6.77, 8.95
desplazamiento lateral de pisos, 15.15
distribución de carga, 15.14
efectos de vuelco, 15.15
en arco, 6.77
esfuerzos en: efectos geométricos sobre, 8.94, 8.95, 8.98
primarios, 8.94
secundarios, 8.94
Marcos, 6.77, 6.78
(*Vea también* Arcos; Arriostramiento; Marcos; Marcos rígidos)
Marcos:
análisis, 8.93, 8.94
armazón de tablones y vigas, 11.50 a 11.54, 15.20, 15.21
armazón, 15.20, 15.21
arriostrados: definición, 6.77, 8.58
de madera, 11.50, 11.51, 15.22
(*Vea también* Arriostramiento)
desplazamiento lateral de pisos, 15.15
distribución de carga, 6.77, 6.78, 15.14
efectos de vuelco, 15.15
clasificación por fuego, 11.26, 11.29
continuos (*vea* Marcos rígidos)
de armazón provisional, 11.50, 11.51, 11.52
de concreto, 8.93
(*Vea también* Marcos rígidos de concreto)
de viga y trabe, 6.15, 11.50, 15.20, 15.21
distribución lateral de carga, 6.77, 6.79
efectos de vuelco, 15.15
esfuerzos secundarios, 8.94
espacio, 15.12, 15.13
indeterminados, 6.52, 6.62
(*Vea también* resistentes a momento; Marcos rígidos)
límites de la distorsión angular, 7.25
plataforma (occidental), 11.51
puertas, 15.44, 15.45
resistentes a momento, 15.12, 15.13, 15.22, 15.24
(*Vea también* Marcos rígidos)
rígido (*vea* Marcos rígidos)
riostra de rodilla, 6.79
ventana, 15.35, 15.36, 15.37
(*Vea también* Arcos; Vigas; Columnas; Muros)
Marcos rígidos:
momentos flexionantes en, 6.62, 6.70 a 6.77, 8.95
(*Vea también* análisis elástico de; teoría plástica para; Momentos flexionantes)
movimiento vibratorio, 6.102, 6.105 a 6.107, 6.109 a 6.112
(*Vea también* Marcos, momento resistente)
por resistencia a fuerzas laterales, 6.77, 6.78, 15.12 a 15.14, 15.22, 15.25
pórtico a dos aguas, 8.96
puntas de, 8.97
Rigidez (*vea* Módulo, de rigidez)
tipos de, 8.95, 8.96
tirantes para, 8.97
ventajas de, 8.96
Mareas:
causas de, 23.2, 23.8
de apogeo, 23.8
definición, 23.8
diurna, 23.8
edad de, 23.8
intervalos de marea alta, 23.8
máxima, 23.9
muerta o de cuadratura, 23.8
olas de marea, 23.9
plano base para elevación de, 23.8, 23.9
(*Vea también* Hidráulica de costas, nivel del agua)
rango de, en puertos, 23.9, 23.15, 23.16
tablas de, 23.9
Marinas (dársenas):
contaminación por, 23.41
daños por hielo, 23.41
definición, 23.11
distribución en planta, 23.38 a 23.41
limpieza por descarga de agua, 23.41
muelles de atraque, 23.38
muelles para, 23.38
muelles para, 23.40, 23.41
rampas para botes, 23.40
servicios proporcionados por, 23.38
Marinas, terminales (*vea* Terminales marinas)
Marine Protection Research and Sanctuaries Act, 22.2, 22.3
Martensita, 5.32
Martillo perforador (vea Taladros, percusión)
Masilla, 5.8, 20.24
Masonry Society, The, 15.32
Materiales cementantes, 5.1, 5.2, 5.3
(*Vea también* Adhesivos; Cemento; Yeso; Cales; y *tipos específicos de cemento, tales como* el Cemento aluminoso; Asfalto, cementos)
Materiales compuestos:
aplicaciones, 5.74, 5.75
bibliografía, 5.77
deformación unitaria, 6.9
(*Vea también* tipos de miembros, *por ejemplo,* Vigas, compuestas; Madera contrachapada)
en edificios, 9.43 a 9.47
en puentes, 9.47 a 9.49
esfuerzos axiales, 6.8, 6.9
filamento continuo, 5.75
laminados, 5.74 a 5.77
sistema emparedado, 5.75
sistema matricial, 5.75
tipos, 5.74
Materiales orgánicos (*vea* Geosíntesis; Plásticos; Hules sintéticos; Madera)
Materiales permeables, 15.51
Materiales refractarios, 5.78, 5.82
Materiales repelentes al agua, 15.51
Materiales resistentes al agua, 15.51
Matrices:
coeficiente de influencia, 6.61, 6.62
definición, 6.59
ecuaciones con, 6.60 a 6.62
flexibilidad: para barras, 6.58, 6.82, 6.83
cálculo de, 6.61, 6.82
características de, 6.60, 6.61
definición, 6.60
para vigas, 6.82
identidad, 6.60
inversa, 6.60
para fuerza-desplazamiento

transformaciones de, 6.60 a 6.62, 6.81 a 6.85
rigidez: para barras, 6.58, 6.82, 6.83
cálculo de, 6.61, 6.82
características de, 6.60, 6.61
definición, 6.60
para estructuras, 6.82 a 6.85
para vigas, 6.83
transpuesta, 6.84
Mecánica de fluidos, propósitos de la, 21.1 (*Vea también* Fluidos; Hidráulica; Agua)
Mecedoras, 9.33
Media, 12.3
Medidores de agua:
para control del consumo, 21.91
tipo desplazamiento: aplicaciones de, 21.126
de disco nutante, 21.125
múltiples, 21.126
tipo velocidad; aplicaciones, 21.125
de corriente, 21.125
de orificio y placa, 21.125, 21.126
de tobera, 21.125, 21.126
de venturi, 21.125, 21.126
Medio ambiente, 22.77
(*Vea también* Control del medio ambiente; Impacto ambiental; Planeación)
Membrana impermeable, 15.54
Ménsulas:
concreto, 8.60, 8.61
mampostería, 15.29
Metacentro, 21.10
Metal Building Dealers Association, 10.33
Metal Building Manufacturers Association, 10.33
Metal Lath/Steel Framing Association, 9.65
Metal Muntz, 5.50
Metales:
bibliografía, 5.52
corrosión (*vea* Corrosión)
deformación elástica, 5.26, 5.27
deformación plástica, 5.27, 5.28
diagramas esfuerzo-deformación unitaria, 5.26, 5.28
ductilidad, 5.26
efectos del tamaño del grano sobre, 5.29
(*Vea también* Aceros estructurales, efectos del tamaño del grano sobre)
efectos térmicos, 5.77, 5.78
endurecimiento de (reforzamiento), 5.27 a 5.29, 5.82
esfuerzo de fluencia, 5.27
(*Vea también metales específicos*)
estructura atómica, 5.26
falla dúctil, 5.26
fatiga de (*vea* Fatiga)
irradiado, 5.82
protección catódica, 5.78, 5.79
recocido de, 5.27
recubrimiento (*vea* Recubrimientos)
reforzamiento, 5.27 a 5.29
trabajado en frío, 5.27
Método área-momento, 6.26, 6.27
Método científico, 1.8, 1.12
Método de Cross:
para flujo en tubos, 21.115, 21.116
para marcos continuos (*vea* Distribución de momentos, por aproximaciones convergentes)
Método de la carga virtual unitaria, 6.54 a 6.56
Método de la ruta crítica, 4.22 a 4.24
Método de la viga conjugada, 6.27 a 6.28
Método de Rayleigh, 6.104, 6.105
Método del portal, 15.26
Método del voladizo, 15.26
Método Stodola-Vianello, 6.104
Métodos del elemento finito:
clasificación, 6.81
desplazamiento (rigidez), 6.81 a 6.85
elementos, 6.81
fuerza (flexibilidad), 6.82
Métodos para drenar excavaciones, 7.99 a 7.101
Metros, A.2
Microsílice, 5.2, 5.9, 5.23
Millas:
cuadradas, 12.3
náuticas, 12.3
terrestre, 12.3
Mils:
angulares, 12.3
circulares, 15.74
Mingitorios, 15.81, 15.82, 15.87, 15.88
Modelos:
en diseño de sistemas, 1.5, 1.6, 1.8, 1.10
en ingeniería de recursos hidráulicos, 21.18 a 21.21
para cargas dinámicas, 6.102, 6.109, 6.115, 6.116
Módulo:
de agua, 21.3
de elasticidad. definición, 6.4, 21.3
como medida de rigidez, 6.6
de la curva esfuerzo-deformación unitaria, 6.5
(*Vea también módulo de elasticidad de materiales específicos*)
relación al módulo de rigidez, 6.6
de reacción en la subrasante, 16.47, 18.30, 18.31
de resiliencia, 6.10, 6.107
de rigidez (cortante): definición, 6.6
de acero, 5.35, 9.2, 9.4, 9.63
de madera, 5.59, 5.60
relación al módulo de elasticidad, 6.5
de ruptura: de concreto, 8.2, 8.37, 8.78
de madera, 5.58
definición, 6.79
de sección, 6.23, 6.24
de Young, 6.4, 6.6
finura, 5.14
resiliente, 16.39, 16.42
secante, 6.6
seudoelástico, 6.5
tangente, 6.6, 6.35
Módulo de elasticidad por cortante (*vea* Módulo de rigidez)
Módulo de sección:
elástico, 6.24, 6.25
plástico, 9.26
Mohr-Coulomb, criterio de falla de suelos, 7.11
Momento:
flexionante (*vea* Momentos flexionantes)
relación con el cortante, 6.25
torsional, 6.13
Momentos flexionantes:
cálculo de, 6.19, 6.20
(*Vea también* en marcos continuos, *abajo*; empotramiento; Vigas, continuas)
convención de signos, 6.19, 6.62
definición, 6.19
diagramas de: vigas con voladizos, 6.31, 6.32
definición, 6.19
para miembros a flexión continuos, 6.58, 6.64
[*Vea también* Polígonos funiculares]
para vigas simples, 6.19, 6.20, 6.30, 6.31
para voladizos, 6.31, 6.32
trazo de, 6.19, 6.20
distribuidos, 6.62
empotramiento, 6.63 a 6.67
en marcos continuos, 6.62, 6.70 a 6.77
(*Vea también*, Vigas, continuas)
en puentes, 17.3, 17.5, 17.10, 17.11
en rieles, 19.42, 19.43
en vigas apuntaladas, 6.65, 6.66
en vigas continuas (*vea* Vigas, continuas)
en vigas simples, 6.20
(*Vea también* diagramas de)
energía de, 6.10, 6.56
factores de influencia, 6.75
líneas de influencia, 6.20, 6.21, 6.57, 6.58
máximo: en vigas continuas, 6.72 a 6.75
curva, 6.21
en puentes carreteros, 17.3, 17.6
en puentes ferrocarrileros, 17.10, 17.11
en una sección, 6.21, 6.22
en vigas simples, 6.20 a 6.22
localización, 6.20 a 6.22
para carga triangular, 6.32
para carga uniforme, 6.19
(*Vea también* diagramas de)
(*Vea también* Vigas; Flexión; Deflexiones; Métodos del elemento finito)

para cargas concentradas, **6.19**, **6.20**, **6.30**, **6.31**
plástico, **6.79**, **6.80**
relación con el cortante, **6.20**
relación de curvatura, **6.80**
resolución en componentes, **6.58**
transportados, **6.62**, **6.63**
Monómeros, **5.24**
(*Vea también* Plásticos)
Monóxido de carbono, **20.9** a **20.13**
Montantes verticales, **15.35**, **15.37**, **15.45**
Mortero, **5.7**, **15.6**, **15.90**
Mortero:
componentes de, **5.1**, **5.9**
de alta adherencia, 5.10
de mampostería, 5.9 a 5.11, **15.29**, **15.30**
loseta, **15.28**
peso de, 15.9
relleno en seco con, **20.2**, 20.20
Mortero de cemento, 5.2, 5.9, **5.10**
Movimiento armónico, **6.103**, **6.110**
Movimientos de tierra:
arrastre (acarreo) transversal, **13.22**
diagramas de masa, 13.21, **13.22**
(*Vea también* Tierra; Trabajo de tierra: Excavaciones; Túneles)
equipo para: efecto de la altitud en, **13.15**, **13.19**, **13.20**
aplicabilidad de, **13.3**
arrastre (acarreo) en, **13.14**, **13.16**, **13.22**
(*Vea también* arrastre transversal en)
eficiencia de, **13.20**, **13.21**
excavación con, **13.3**
fuerza de tracción de, **13.15**
producción de (*vea equipo específico, como* Cucharón de mordazas; Excavadora de cuchara de arrastre)
resistencia al rodamiento, **13.15**, **13.16**
selección, **13.3**
tiempo de ciclo, 13.16, **13.17**, 13.19, **13.20**
tracción de, **13.15**, **13.16**, **13.18**, **13.19**
(*Vea también equipo específico, como* Explanadoras; Escrepas; Tractores)
tracción requerida para, **13.15**
factores de carga, **13.15** a **13.18**
Muebles sanitarios, **15.81**, **15.83**, **15.84** a **15.88**
Muelle de atraque, **23.23**, **23.25**, **23.26**, **23.28**
Muelles:
caballetes, **23.37**
cargas sobre: corrientes, **23.28**, **23.29**, **23.39**
por gravedad, **23.29**
por impacto de barcos, **23.24**, **23.25**, **23.28**
por olas, **23.38**
por sismo, **23.29**
por viento, **23.25**, **23.38**, **22.39**
con norayes (*vea* Norayes)
construcción abierta, **23.21** a **23.25**
construcción cerrada:
ataguía celular, **23.21**, **23.25**
cajón de concreto, **23.22**, **23.25**
muro de gravedad para, **23.23**
pantalla de tablaestacas, **23.21**, **23.22**, **23.25**
cubiertas de protección, **23.25**, **23.27**
defensas para: diseño de, **23.32**, **23.34**
amortiguador Raykin, **23.32**, **23.35**
cinta de rozamiento, **23.29**
colgantes, **23.30**
de caucho, **23.30** a **23.35**
de pilas de madera, **23.29**
Lord, **23.32**, **23.33**
propósitos, **23.29**
tipo resorte, **23.29**, **23.30**, **23.31**
definición, **23.20**
escolleras para (*vea* desembarcaderos para)
fondeadero de barcos a lo largo de, **23.23**, **23.25**, **23.26**
húmedos, **23.16**, **23.20**
(*Vea también* Fondeaderos; Puertos; Terminales marinas; Muelles)
malecones, **23.36**, **23.37**
(*Vea también* pilas para)
para carga general, **23.24** a **23.28**
para marinas, **23.38**, **23.39**
pilas para, **23.11**, **23.12**, **23.16**, **23.17**, **23.22** a **23.25**, **23.36**
seco, **23.20**
tipo de relevación, **23.21**, **23.22**
Muelles, **23.17**, **23.20**, **23.24**, **23.26**
Muertos, **7.83**, 7.84
(*Vea también* Anclas)
Multas por retraso, 3.10
Muros:
acabados para, **15.7**, **15.32**, **15.33**
acerado, **15.29**
aislamiento de, **15.33**
altura, **15.28**, **15.31**
anclaje de, **7.82** a 7.85
arquitectónico - estructural, **15.20**, **15.21**
California, **20.23**
capacidad de carga, 8.69, **15.18** a 15.20, **15.27**, **15.29**
con cavidades (huecos), **15.19**, 15.29
con contrafuertes, **15.29**
cortante: concreto, 8.70, 8.71
de mampostería, **15.31**
resistentes a fuerzas laterales, 6.77, **6.79**, **15.14**, **15.18**, **15.20**, **15.22**
de concreto (*vea* presforzado; de retención; Muros de concreto)
de cortina, **15.29**, **15.32** a **15.35**
de entramado de madera relleno de otro material, **15.33**
de fachada, 15.29
de incendio, **15.3**
de madera (*vea* de madera contrachapada; Madera, muros de)
(*Vea también* Excavación en trincheras con lodo; Cargas, sísmicas; de viento)
de madera contrachapada, **15.22**, 15.33
de mampostería (*vea* Muros de Mampostería)
de metal, **15.33**, **15.34**
de muelle, **23.20**, **23.24**
de paneles prefabricados, **15.34**, 15.35
de piedra (*vea* Muros de mampostería)
de retención: presiones activas sobre, **7.87** a **7.94**
con contrafuertes, 8.85 a 8.86
con machones, 8.83
con retenidas geosintéticas, 7.120 a **7.122**
de gravedad, 8.81 a 8.83
de lámina de retención, **10.42**
de tierra reforzada, **7.119** a **7.122**
drenaje detrás de, 8.84
en voladizo, 8.83, 8.84
factores de seguridad, 7.90, 7.93, 7.96
fricción sobre, 7.87 a 7.90, 7.95, 7.96
juntas en, 8.83, 8.84
métodos de falla, 8.81
presión del hielo sobre, 8.81
presiones bajo, 8.81 a 8.84
presiones pasivas sobre, 7.94 a 7.96
punta de, 8.81
(*Vea también* Campanas neumáticas; Ataguías; Tablaestacas; Pies derechos)
relleno para, 7.90, 7.93, 7.94
talón de, 8.81
tipo caja, **10.40**
de sótano, **15.53**, 15.54
de vidrio, **15.33**
definición, 15.29
drenaje en, 7.94, 15.52, 15.53
en el mar (*vea* muelles, arriba; Revestimientos)
interior, de arcilla, 7.79
límites de distorsión angular, 7.25
medianeros, **15.29**
no de carga, 8.69, 8.70, **15.29**
parapeto, **15.31**
peso de, **15.6**, **15.7**
presforzados, 8.81
soportes para, 15.31
tablestaca, **7.78** a 7.80
zapatas para, **7.24**, 7.25, 8.86 a 8.88
Muros de concreto:
cargas concentradas, 8.69
construcción, **7.85** a **7.86**, 8.12, 8.13
cortante, 8.70, 8.71, **15.19**, **15.20**
(*Vea también* Muros, cortante)
de carga, 8.69, **15.18**, 15.20
de retención (*vea* Muros de retención)
esfuerzos permisibles, 8.37

fugas a través de, 15.50, 15.51
métodos de diseño, 8.69, 8.70
no portantes, 8.69, 8.70
para edificios, 15.18, 15.53, 15.54
para túneles, 20.22
presforzado, 8.70
razón mínima de longitud a espesor, 8.69, 8.70
refuerzo, 8.68, 8.69
requisitos de espesor (grosor), 8.69, 15.18, 15.53
resistentes al agua, 15.51, 15.53, 15.54
(*Vea también* Concreto; Refuerzo; Muros)
viga de cimentación, 8.70
Muros de mampostería:
altura de, 15.28, 15.31
anclaje de, 15.31, 15.32
canales verticales, 15.28
cavidad (hueca), 15.30, 15.31
chapeados, 15.30, 15.31
contrafuerte, 15.29
coronamientos sobre, 15.29
cortante, 15.29, 15.30, 15.31
(*Vea también* Muros de cortante)
de bloque de vidrio, 15.32
de carga, 15.19, 15.28, 15.29 a 15.32
diseño de, 15.30, 15.31
especificaciones para, 15.28, 15.30
estribos metálicos para, 15.30, 15.31
fugas a través de, 15.50, 15.51, 15.53, 15.54, 15.55
hiladas de, 15.29
juntas en: vertical, 15.30, 15.31
en intersecciones de muros, 15.31, 15.32
entre unidades, 15.16
lechada, 15.29
límites de esbeltez para, 15.18, 15.31
longitud no soportada de, 15.31
medianeros, 15.29
mortero para, 5.9 a 5.11, 15.29, 15.30
no de carga, 15.28, 15.29
parapetos sobre, 15.31
peso de, 15.6, 15.7, 15.9
refuerzos para, 15.31
requisitos de espesor para, 15.18, 15.31
resistentes al agua, 15.53
revestidos, 15.30
soporte lateral para, 15.31
tipos de, 15.28 a 15.30
tizones, 15.28, 15.30
transmisión del sonido a través de, 15.89
unidad de espesor de mampostería, 15.30, 15.31
Muros de una unidad de espesor de mampostería, 15.29, 15.31

National Association of Architectural Metal Manufacturers, 15.48
National Environmental Policy Act, 22.1, 22.2
National Fire Protection Association, 15.43, 15.48, 15.73
National Forest Products Association (*vea también* American Forest and Paper Association)
National Institute of Standards and Technology, 9.64
National Roofing Contractors Association, 15.50, 15.55
National Society of Professional Engineers, 2.19
National Timber Piling Council, 7.39
National Woodwork Manufacturers Association, 15.48
Negocios en participación, 4.7
Neopreno, 5.67, 15.49
Newton (fuerza), A.3
Newton, leyes, 6.102, 21.99
Nieve, 15.10
Nitrilo, 5.67
Nivel del mar (*vea* Hidráulica de costas, nivel del mar)
Nivel freático:
control del, 7.99 a 7.103
(*Vea también* Deshidratación)
métodos de localización, 7.17
monitoreo, 7.17
Nivelación:
aéreos, 7.20
(*Vea también* fotogramétricos)
bajo agua, 20.7
(*Vea también* Investigaciones en el sitio)
catastral, 12.1
con brújula, 12.9
con computadoras, 12.7
control horizontal en, 12.11 a 12.13, 12.18, 12.24
control vertical en, 12.9
de estructuras existentes, 7.104
de límites, 12.1, 12.2, 12.19
de plancheta, 12.16 a 12.18, 12.19
de posicionamiento global, 12.2, 12.19, 12.20, 12.21
de tierras, 12.1
definición, 12.1
errores en: probable, 12.3
con cinta, 12.4 a 12.6
estaciones en, 12.7, 12.9, 13.21
estadia, 12.4, 12.9, 12.11 a 12.15, 12.18
exactos respecto al terreno, 12.16
(*Vea también* fotogramétrico)
ferrocarril (*vea* ruta)
fotografía en, 12.7
(*Vea también* fotogramétrica)
fotogramétrica, 12.2, 12.18, 12.21 a 12.25
fuentes de información, 12.2
geodésico, 12.1
hidrográfico, 12.1, 23.15, 23.16
horizontal en, 12.6
instrumentos para: alidada, 12.14, 12.16
aplicabilidad, 12.18
brújula, 12.9
electrónicos, 12.11
estadales, 12.6, 12.13, 12.14
fotogramétricos, 12.21
niveles, 12.8, 12.9, 12.13
plancheta, 12.16
satélite, 12.18, 12.19
teodolito, 12.4, 12.13
tránsito, 12.10, 12.13, 12.14
licencia para, 12.2
línea de la plomada, 12.6
líneas verticales en, 12.6
líneas y superficies de nivel en, 12.6
mar, 12.1
mediciones en: distancia electrónica (EDM), 12.4
cifras significativas, 12.4
con cinta, 12.4 a 12.6, 12.11, 12.18
métodos para ángulos, 12.10, 12.11
métodos para elevaciones (*vea* nivelación, *arriba*)
precisión de, 12.4
unidades para, 12.2, 12.3
método de intersección para, 12.17
método de resecciones, 12.17
nivel del mar, 12.6
nivelación: pozo de préstamo, 12.8
correcciones ortométricas, 12.6
correcciones por curvatura de la Tierra, 12.6
correcciones por refracción, 12.6
diferencial, 12.6, 12.7
instrumentos para, 12.8
perfil, 12.7
por estadia, 12.13, 12.14
precisión requerida para, 12.10
recíproca, 12.7
sección transversal, 12.8
tres hilos, 12.9
para agencias del gobierno, 12.2
para construcción, 12.1
para puertos (*vea* hidrográficos; topográficos)
para sistemas inerciales, 12.2, 12.20
plana, 12.1
plano de referencia para, 12.6
poligonal, 12.11, 12.12, 12.15, 12.16
precisión computacional de, 12.4
prevoladura, 13.31
puntos de control para, 12.11
registro de notas para, 12.7
retrazo, 12.1
ruta, 12.1
satélite, 12.1, 12.18 a 12.20
solar, 12.1
subdivisión, 12.1
tal como construido, 12.1
teodolito, 12.11
topográfico, 12.1, 12.16 a 12.18, 23.16
tránsito, 12.10, 12.11, 12.18
trazado de línea radial, 12.24, 12.25
triangulación, 12.12, 12.13

trilateración, 12.13
Niveles (levantamientos), 12.8, 12.9, 12.13
Niveles de agua (*vea* Hidráulica de costas, niveles de agua)
Norayes (Delfines):
aplicaciones, 23.20, 23.35
cargas sobre, 23.34
de volteo, 23.35
definición, 23.20
diseño, 23.34
flexibles, 23.34, 23.35
fondeadero, 23.20, 23.21
losa gruesa sobre pilas, 23.35, 23.36
para choques, 23.20
pasillos, 23.38
racimo de pilas, 23.34 a 23.37
rígidos, 23.34 a 23.37
tablaestaca, 23.35, 23.36
Normalización, 5.33
Normas, 1.5
Notación de Bow, 6.42
Número de Weber, 21.20, 21.21

Obra falsa, 11.63, 11.66, 8.12 a 8.14, 15.54 (*vea también* Cimbra)
Obras hidráulicas, 21.90 (*Vea también* Suministro de agua)
Occupational Safety and Health Act (OSHA), reglas del:
para construcción de edificios, 15.2
para el mantenimiento de registros, 4.27, 4.28
para iluminación del sitio de la construcción, 20.19, 20.36
para túneles: para excavación de corte y cubierta, 20.23
para construcción con aire comprimido, 20.36, 20.37
para excavaciones protegidas, 20.31, 20.32, 20.33
para ventilación, 20.8
Ohm (electricidad), A.3
Ondas:
celeridad de, 21.53
de agua: rompimiento, 23.2, 23.5
alturas de, 23.2 a 23.7
(*Vea también* Puertos, altura de olas en)
características, 23.2 a 23.7
causas, 23.2
crecidas sobre revestimientos, 23.41, 23.42
de duración limitada, 23.6, 23.7
de mareas, 23.2
de oscilación, 23.2, 23.3
difracción, 23.5
diseño, 23.4, 23.5, 23.6
disminución en profundidad, 23.4
en el mar, 23.6, 23.7
espectro de energía, 23.5
estadística de costas para, 23.7
estela, 23.2, 23.7
formas de, 23.3
hinchamiento de, 23.6, 23.7
irregulares, 23.5
limitadas al alcance del viento dominante, 23.6, 23.7
longitud de onda de, 23.2 a 23.5
(*Vea también* Hidráulica de costas; Sonido; Mareas; Vibración)
modelos de generación, 23.7
periodos de, 23.2, 23.7
poco profundas, 23.4
presiones en tubos, 21.34 a 21.38
profundas, 23.2, 23.3, 23.4
profundidad, 23.2
reflexión, 23.5
refracción, 23.4
teorías del movimiento de, 23.2, 23.3
transformaciones de, 23.3 a 23.6
trayectorias de partículas en, 23.2, 23.3
tsunami, 23.2
esfuerzo: elástico, 6.108, 6.109
plástico, 6.109
Optimización, 1.6, 1.7
Órdenes de cambio (extras), 3.3, 4.28, 4.29, 7.2
Órdenes de compra, 4.27, 4.28
Orificios:
definición, 21.29
descargas de: coeficientes para, 21.29, 21.30, 21.33
al aire libre, 21.29 a 21.32
chorro, 21.31, 21.32
coeficientes de contracción para, 21.30, 21.31, 21.33
coeficientes de velocidad para, 21.30, 21.31, 21.33
con carga decreciente, 21.31, 21.32
en tubos cortos, 21.33, 21.34
sumergidas, 21.31
vena contraída, 21.30, 21.31
en radiadores, 15.64, 15.65
Oro, 15.9
Oxígeno:
demanda bioquímica de, 22.4, 22.26 a 22.27
disuelto: en embalses, 21.109
en agua (*vea* Agua)
en el tratamiento de agua de desecho, 22.27 a 22.31
(*Vea también* Tratamiento de agua de desecho, métodos de aireación)
Ozonización, 21.107

Palas:
conversión a máquina básica, 13.2, 13.6, 13.7
factores de cubo lleno, 13.8, 13.9
factores de rendimiento para, 13.7, 13.9
movimiento de tierra con, 13.9
para excavación de roca, 13.4 a 13.7
para excavación de tierra, 13.4
profundidad óptima de excavación para, 13.9
tasa de producción, 13.7 a 13.9
tractor (*vea* Cargadores, frontales)
Pandeo (deformación):
columnas, 6.35 a 6.39, 11.17, 11.18
de vías, 19.62
(*Vea también* Perfiles formados en frío; Columnas de concreto; Columnas de acero estructural)
local, 6.39
prevención de (*vea* Arriostramiento; Atiesadores de acero estructural)
vigas, 6.39, 11.17 a 11.20
(*Vea también* local, *abajo*; Arriostramiento; Vigas de acero estructural)
Paneles:
compuestos, 11.60 a 11.63
de elementos cruzados (malla), 11.61
deprimidos, 8.54, 8.55, 15.20
uso estructural, 11.60 a 11.66
Paneles de madera, 11.61, 11.62
Paneles de uso estructural, 11.66 a 11.67
(*Vea también* Tableros; Paneles; Madera contrachapada)
Paneles deprimidos, 8.54, 8.55, 15.20
Par de torsión, 6.2, 6.13
Paralaje, 12.23, 12.24
Parapetos:
en carretera, 10.40, 16.11, 16.12
en escaleras, 15.56, 15.57
en vías de ferrocarril, 19.8, 19.45, 19.47
Parques:
industriales, 14.29
recreacionales, 14.21, 14.22
Parte retacada no explosiva, 13.26, 13.27
Particiones (divisiones), 15.6, 15.19, 15.29, 15.31, 15.35
(*Vea también* Muros)
Pasadores: en aplastamiento, 9.32
broca pasadora, 11.44 a 11.49
Pascales, A.3, A.5
Pasos, militares, 12.3
Pasta bentonítica, 7.68, 7.70, 7.82 a 7.84
Pavimentos (*vea* Aeropuertos, pavimentos para; Losas de concreto; Carreteras, pavimentos para; Túneles, pavimentos en)
Peatones, planeación para, 14.27, 14.37
Pedestales, 8.62
(*Vea también* Columnas de concreto)
Peligros:
definición, 1.17
protección contra, 1.18
tipos de, 1.17
(*Vea* también Riesgos)
Péndolas (colgantes), 17.34 a 17.36
Pentaclorofenol, 11.69
Percha (medición), 12.3

Perfil (*vea* Factor de sección; Módulo de sección; Propiedades de sección)
Perfiles formados en frío:
acero en láminas, 5.44, 5.45, 10.1, 10.2
acero en perfiles, 5.44, 5.45, 10.1, 10.2
acero negro, 10.1, 10.2
alcantarillas (*vea* Alcantarillas)
almas, 10.3, 10.8, 10.11
aluminizadas, 10.2
aplicaciones, 10.1
columnas: cargas permisibles, 10.11 a 10.13
(*Vea también* esfuerzos permisibles para)
ancho eficaz, 10.5, 10.7, 10.8
carga de Euler, 10.4, 10.5
esfuerzo de pandeo por flexión elástica, 10.11
relaciones de esbeltez, 10.13
(*Vea también* elementos a compresión)
como diafragmas, 10.25
como largueros (*vea* Largueros)
con pernos: aplastamiento permisible, 10.19, 10.20
aceros, 10.19
agujeros, 10.19
ejemplo de diseño, 10.20 a 10.23
esfuerzos permisibles en tornillos, 10.20 a 10.21
tensión permisible, 10.19
conexiones con tornillos, 10.22, 10.23, 10.26
conformado en frío, 10.2
cubierta de piso: ventajas, 10.26, 10.27
aceros, 10.29
en construcción compuesta, 9.46, 10.26, 10.27
especificaciones, 10.29
espesores, 10.29
peso, 15.7
resistencia al fuego, 10.29, 10.30
secciones, 10.27 a 10.30
cubierta de techo: anclaje, 10.25
aceros, 10.24
aislamiento, 10.26
capacidad de carga, 10.24 a 10.25
coeficientes de momento, 10.24
conexiones, 10.26
definición, 10.24
edificios prediseñados, 10.33
espesores, 10.24
flexiones, 10.24, 10.25
pesos, 10.24, 15.7
resistencia al fuego, 10.26
secciones, 10.24 a 10.26
tamaños estándar, 10.24
cubiertas de puentes, 10.39
definición, 10.1
economía, 10.2
elementos a compresión: ancho efectivo, 10.4 a 10.10
razones máximas de anchos planos, 10.10
relación de esbeltez no rigidizada, 10.5
(*Vea también* vigas; columnas)
requisitos para atiesadores, 10.8, 10.9
en construcción compuesta, 10.26
esfuerzos axiales y de flexión, 10.13
esfuerzos permisibles: aplastamiento, 10.20, 10.21
por cargas de flexión y axiales combinadas, 10.13
por compresión, 10.7, 10.11
por cortante, 10.11
por flexión y cortante combinados, 10.11
por flexión, 10.4, 10.5, 10.6, 10.7, 10.10
por soldadura, 10.14
por tensión, 10.11
por torsión, 10.11
especificaciones, 5.42, 9.11, 10.2, 10.4, 10.13, 10.19
espesores, 10.2, 10.3
fabricación, 10.1 a 10.3
flexión y cortante combinados, 10.10
galvanizada, 10.1, 10.2
laminado en caliente, 10.2
límites de flexión, 10.3
materiales, 5.44, 5.45, 10.1, 10.2
módulo de elasticidad, 10.6
pandeo: en vigas, 10.10
en columnas (*vea* columnas)
local, 10.3 a 10.10
pared de retención, 10.40, 10.41
pared de retención, 10.40
pintura, 10.13, 10.24
principios de diseño, 10.3
propiedades de sección, 10.4 a 10.9
rebordes, 10.2 a 10.4, 10.8, 10.9
relaciones de anchos planos: como criterios de pandeo, 10.3 a 10.10
definición, 10.2
máxima, 10.10
retraso del cortante, 10.3
soldadura: ventajas, 10.13
buenos hábitos, 10.13, 10.24
de arco, 10.13 a 10.16
de resistencia, 10.17, 10.18
(*Vea también* Tubo, acero corrugado; Acero en láminas; Acero en franjas)
tipos estructurales, 10.2, 10.3
torsión, 10.10 a 10.13
tubos (*vea* Tubos, acero)
vigas, 10.4 a 10.8, 10.9, 10.11
Perforación:
con lodos estabilizadores, 7.68, 7.70
para excavación en roca, 13.23, 13.24, 13.26, 13.29, 13.31
para exploración geotécnica, 7.17
para pozos, 7.68, 7.69
Perforaciones (*vea* Suelos, perforaciones en)
Perlita, 5.32
Perlite Association, 9.65
Permas, 15.63
Permeabilidad:
características indicadas por la, 7.16, 21.88
coeficiente de, 7.16
definición, 15.51, 15.52
(*Vea también materiales específicos*)
Permitividad, 5.68
Pernos (tornillos):
ancla, 11.43
costura, 11.4
de cabeza cuadrada, 11.39, 11.44 a 11.49
estructurales: cargas permisibles para, 10.20
agujeros para, 9.53, 11.20, 11.41
alta resistencia, 9.8, 9.40, 9.43, 9.52, 9.66
apriete, 9.52, 9.53
arandelas (rondanas) para, 9.53, 11.40, 11.44, 19.40
de máquina (ordinarios), 9.8, 9.40, 9.43, 9.52, 11.40
distancias a los extremos para, 9.40, 11.39, 11.40
distancias al borde para, 9.66, 11.39, 11.40
distancias de, 9.28, 9.40, 9.66, 11.21, 11.39 a 11.41
esfuerzos permisibles para, 9.40, 9.43, 10.20 a 10.23
(*Vea también* valores del diseño en madera)
especificaciones para, 9.8, 9.52, 9.53, 11.40
marcas de identificación sobre, 9.52
no acabados (*vea* maquinados, *arriba*)
paso de (*vea* espaciamiento de, *abajo*) hileras de, 11.40, 11.47
resistencia, 17.15
símbolos, 9.52
tuercas para, 9.52, 9.66
valores de diseño de madera para, 11.41, 11.44 a 11.49
para aluminio, 5.48
para cerrojos o picaportes, 15.47
roca (túnel), 20.27, 20.28
vía, 19.8, 19.39, 19.40
PERT (diagrama de precedencia), programación:
holgura en, 4.23, 4.24
paso hacia adelante en, 4.24
paso hacia atrás en, 4.24
preparación de, 4.22 a 4.25
ruta crítica en, 4.23, 4.24
Peso y gravedad específica:

de agregados, **5.12**, **5.15**
de agua, **7.9**, **15.9**, **20.17**, **21.1**
de alambre de acero, **8.26**
de barras de acero, **8.39**
de fluidos, **21.1**, **21.3**
(*Vea también* del agua, *abajo*)
de la arcilla, **7.89**, **15.9**
de la arena, **7.89**, **15.6**, **15.9**
de madera, **5.59**, 5.60, **15.6**
(*Vea también* Cargas; Presión; *materiales específicos, como* corcho; yeso; acero; y construcción como Pisos, cubiertas para; Particiones; Techos)
de suelos (*vea* Suelos, densidad de)
de tendones, **8.26**
de torones de acero, **8.26**
de varios materiales, **15.6**, **15.7**, **15.9**
del aire, **20.16**
del aluminio, **5.42**, **15.9**
del cemento portland, **5.9**, **15.9**
del concreto, **5.12**, **5.15**, **15.6**
del hielo, **15.9**
del limo, **7.89**, **15.9**
equivalente dinámico, 6.116
específico (unitario), **21.1**
Petróleo, **15.9**
Piedra:
de blindaje, **7.123**
pedriscal, **7.123**, **7.124**, **15.9**
(*Vea también* Mampostería; Roca)
Piezómetro, 7.13, 7.17, **21.11**
Pilas de concreto (*vea* Pilas)
Pilas:
entibadas, 7.76
(*Vea también* Muelles)
miembro a compresión, **8.62**, **15.29**
(*Vea también* Columnas de concreto; Mampostería)
muelle (*vea* Muelles)
perforadas (*vea* Pozos, perforados)
puentes (*vea* Puentes, pilas para; Pilones, puentes; Torres, puentes)
Pilastras, **15.30**
Pilotes:
H, 7.38
acero, 7.38
aplicaciones de, 7.36, 7.38
apoyo extremo, 7.36
apuntalamiento, 7.108
arena, 7.33, 7.103, 7.112, 7.113
asentamiento de, **7.51**
bufamiento de, **7.67**
capacidad de: de CAPWAP, 7.63, 7.64
de precedencia, **7.48**
de punta, **7.50**, **7.71**
definición, 7.36
del análisis con la ecuación de onda, 7.48, 7.58 a 7.67
del análisis de carga estática, 7.48 a 7.55
del método Case, 7.61 a 7.63
derivación, 7.36, 7.48
en grupos, 7.36, **7.51**, 7.52
fórmulas de energía para, **7.58**
friccional, 7.49, 7.50
fuerza de levantamiento sobre, **7.50**
para cargas laterales, 7.36, 7.53 a 7.55
para pruebas de carga estática, 7.48, 7.55 a 7.58
por análisis dinámico de pruebas de pilotes, 7.48, 7.58 a 7.67
pruebas dinámicas para, 7.48, 7.60, 7.61
rangos de, **7.39**
cargas de falla para, 7.57, 7.58
cargas permisibles (admisibles) sobre, 7.36, 7.49, 7.55
compactación, 7.112
compatibilidad carga-deformación, 7.49
compuestos, **7.39**
concreto: colado en el lugar, 7.37, 7.38
precolado, 7.36, 7.37
presforzado, 7.36, 7.37, **8.72**
defensa, **23.29**, **23.30**, **23.31**, **23.32**
delfín (norayes), **23.34** a **23.36**
desplazamiento, 7.36
deterioro de, 7.37, 7.38
efecto de la relajación en, **7.13**, 7.67
efectos de carga lateral sobre, 7.53 a 7.57
empalme de, 7.37, 7.38
esfuerzos de hincado, 7.60 a 7.66
espaciamiento de, **7.52**, **7.54**
especificaciones para, 7.67
factor de eficiencia, **7.51**, 7.52
factores de seguridad, **7.48**, **7.49**
fricción, 7.36
impedancia de, 7.61
inclinación de, 7.53
inclinados, 7.53 a 7.55, **19.1**
indicador, 7.67
inmersión de, 7.57
instalación de: por hincado (*vea* Hincado de pilotes)
métodos de, 7.36 a 7.39
por gateo, 7.107
límites de deflexión, **7.54**
longitud característica, 7.53
madera, 7.38, **7.39**
(*Vea también* Cimentaciones; Hincado de pilotes; Pozos perforados)
materiales para, 7.36
mejoramiento de la resistencia lateral, **7.54**
Monotubo, **7.38**
perforadas, 7.36
(Vea también Campanas neumáticas, perforadas; Pozos, perforados)
perforados (campana neumática), **7.37**
(Vea también Pozos, perforados)
preperforación para, 7.61
preprueba, 7.108
protección contra la corrosión, 7.38
prueba de integridad de bajo esfuerzo, 7.65a 7.67
pruebas no destructivas para, 7.65 a 7.67
selección de, **7.39**
soldadura suave, **7.76**, **7.81** a **7.85**
tablaestaca (vea Tablaestacas)
tipos de: en uso general, 7.36
selección de, 7.39
tracción hacia abajo sobre, 7.52
tubo, **3.24** a **3.29**, 7.38
zapatas del pilote, **8.87**, **8.88**, **8.93**
zapatas para, 7.37, 7.38
Pinturas:
adelgazadores para, **5.73**
bibliografía, **5.74**
componentes, 5.71
métodos de aplicación, 5.71
pigmentos para, **5.73**
protección contra la corrosión, 5.80
secadores para, **5.73**
tipos de, **5.73**
(*Vea también* Recubrimientos)
Pisos:
acero formado en frío (*vea* Perfiles formados en frío, cubiertas de pisos)
cargas, **15.6**, **15.8**, **15.9**
componentes, **15.20**
concreto (*vea* Pisos de concreto; Losas de concreto)
diafragma, **15.13** a **15.15**, **15.22**
eléctricos, **10.27** a **10.29**, **15.9**
largueros de alma abierta, **10.30** a **10.32**
límites de deflexión, **8.38**, **9.32**, **11.35**
loseta (vea Loseta)
madera contrachapeada, **11.63** a **11.66**, **15.20**
madera, **11.30**, **11.63** a **11.66**, **15.27**
(*Vea también* Madera, cubiertas de)
recubrimientos, **15.6**, **15.20**, **15.26**, **15.27**
relleno para, **15.6**, **15.27**
revestimiento para (*vea* Revestimiento)
sistemas estructurales, **15.20**, **15.21**
tablero de acero (*vea* Perfiles formados en frío, tablero de piso)
vigas (*vea* Vigas de piso)
Pisos de concreto:
acabado, **8.11**, **8.12**
remates, **15.26**
(*Vea también* Concreto; Losas de concreto; Pisos)
sobre el suelo, **15.52**
sobre largueros de alma abierta, **10.30**, **10.32**, **10.33**, **15.21**, **15.22**
sótano, **15.52**, **15.53**
tratamientos superficiales, **8.12**, **15.6**
Pistas (*vea* Aeropuertos, pistas en)
Pizarra, **5.55** a 5.59, **15.6**, **15.9**, **15.49**
Placas:
amortiguadora, **7.41**
base, **9.33**

cortante, 11.41 a 11.49
de apoyo, 9.37
de cruce, 19.2
de durmiente, 19.4, 19.35, 19.41
de nudo, 11.52 a 11.56
de revestimineto, 20.2, 20.30
larguero de solera, 11.51, 11.54, 11.55, 15.18
ortotrópica (*vea* Puentes, de cubierta ortotrópica)
para revestimiento de túneles, 20.2, 20.30, 20.36
plana de concreto (*vea* Losas de concreto)
plegadas (*vea* Placas plegadas)
superior, 11.51, 15.18
Placas plegadas:
aplicaciones, 6.91, 8.100, 8.101, 15.21
características, 6.92
cortante, 6.93
definición, 6.92
diafragmas, 6.91, 8.104, 8.105
esfuerzos: cálculo de (*vea* Yitzhaki, método para)
distribución, 6.93, 8.101, 8.102
transmisión, 6.93, 6.94
hipótesis de diseño, 6.92, 6.93
refuerzo, 8.102 a 8.105
Yitzhaki, método de, 6.93, 6.94
Plancheta, 12.16
Planeación:
acercamiento interdisciplinario, 14.1, 14.21
análisis de datos, 14.4
área estadística metropolitana para, 14.9
bibliografía, 14.45
comprensiva, 14.3, 14.39 a 14.42
comunal: problemas de, 14.2, 14.3
en contexto con regiones, 14.2
organizaciones para, 14.3, 14.4
control de la contaminación del aire, 14.19
de operaciones de construcción, 4.2
de puertos, 14.40
estudios de población para, 14.9 a 14.11
estudios económicos para, 14.10
evaluación de alternativas 14.5
fuentes de información para, 14.6 a 14.8, 14.11, 14.12
funcional, 14.3, 14.40 a 14.43
implementación de: con códigos de construcción, 14.45
con fases de servicios, 14.45
con permisos, 14.45
con reglamentaciones de la subdivisión (*vea* Reglamentaciones de subdivisiones)
con zonificación (*vea* Zonificación)
(*Vea también* plan maestro en; participación pública en; relaciones públicas en)
mapas oficiales, 14.45
programación de mejoras del capital, 14.44
técnicas para, 14.5, 14.22, 14.23, 14.45
lapso de tiempo cubierto por 14.34
levantamientos visuales para, 14.22
matriz de logro de metas para, 14.6
necesidad para, 14.1, 14.2
objetivos, 14.1, 14.2, 14.4, 14.6
ordenanzas zonales en (*vea* Zonificación)
(*Vea también* Control ambiental; Impacto ambiental; Planes)
para aeropuertos, 14.39, 14.40, 18.2 a 18.7, 18.14
para calles y caminos, 14.23, 14.25, 14.26, 14.36, 14.37
para control de inundaciones, 14.14, 14.15
para corredores ambientales, 14.15, 14.20, 14.21
para drenaje urbano, 14.15
para eliminación de aguas de desecho, 14.16, 14.17, 14.34, 14.35, 22.5
para eliminación de desechos, 14.17, 14.19, 14.35
para estacionamiento, 14.28, 14.30, 14.38
para la administración del agua subterránea, 21.89, 21.90
para mejoras del capital de financiamiento, 14.44
para peatones, 14.27, 14.37
para servicios urbanos, 14.32 a 14.36
para servicios, 14.23, 14.34 a 14.36
para suministro de agua, 14.13 a 14.17, 21.89, 21.90
(*Vea también* Suministro de agua)
para transporte, 14.36 a 14.40
participación pública en, 14.6 a 14.9
pasos en, 14.4, 14.5
plan maestro en, 14.40 a 14.43
preocupaciones estéticas en, 14.21 a 14.23
preservación histórica, 14.23
programa de mejoramiento del capital, 14.44
pronósticos para: de datos históricos, 14.4, 14.9
a largo plazo, 14.34
crecimiento de la población, 14.9 a 14.11
de tendencias, 14.4, 14.5
necesidades de vivienda, 14.24, 14.25
regional: preocupaciones en, 14.1 a 14.3
organizaciones para, 14.4
reglamentaciones de subdivisiones, 14.23, 14.26, 14.27, 14.41, 14.44
relaciones públicas en, 14.5 a 14.9
urbana (*vea* comprensiva; comunal; Diseño urbano)
uso de la tierra: para aeropuertos, 14.39, 14.40
administración de llanuras de inundación, 14.14
análisis de apropiabilidad para, 14.12, 14.13
clasificación del terreno para, 14.10, 14.11
comercial, 14.26 a 14.29
datos geológicos para, 14.11, 14.12
densidad del desarrollo de pronósticos, 14.11
espacio abierto, 14.19, 14.20, 14.23
estudios del terreno para, 14.10 a 14.13
facilidades de salud, 14.31
industrial, 14.29, 14.30
para centros comerciales, 14.26 a 14.29
para estaciones de bomberos, 14.32
para facilidades de la comunidad, 14.30, 14.32
para facilidades educativas, 14.30
para recreación, 14.19 a 14.21
residencial, 14.24 a 14.26
vecindario: características de, 14.2
disposición general y diseño, 14.24 a 14.27
en contexto con comunidades, 14.2
preocupaciones en, 14.2
Planeación comunitaria (*vea* Planeación, comunitaria)
Planeación de ciudades (*vea* Planeación)
Planes:
maestro (extenso), 14.40 a 14.43
uso del terreno (*vea* Planeación, uso del terreno)
Planos (dibujos):
en contratos de construcción, 3.1, 3.2
medida modular, 15.17, 15.18
propósito, 1.2, 3.19
relación con las especificaciones, 3.1, 3.18, 3.19
Plantas hidroeléctricas, 21.127 a 21.128
Plásticos:
amorfos, 5.61, 5.62
bibliografía, 5.69, 5.70
cristalización, 5.61, 5.62
deformación, 5.62
efectos térmicos, 5.62 a 5.64
elastomérico, 15.50
enlaces cruzados de, 5.62
estructura de, 5.61, 5.62
flujo plástico de, 5.62
irradiado, 5.82
módulo de elasticidad de, 5.62
módulo elástico, 5.62
para techos, 15.50
para vidriado, 15.39 a 15.41
plastificadores, 5.62
polimerización, 5.61, 5.62
reforzado, 5.75

relajación, 5.62
rellenos para, 5.62
temperatura de transición del vidrio, 5.62
termofraguado, 5.63, 5.64
(*Vea también* plásticos específicos como Formaldehidos; Hules; Uretano, Vinilos)
termoplástico, 5.64 a 5.66
Plata niquelada, 5.50
Plata, 15.9
Playas:
alimentación de: comportamiento del relleno, 23.42
beneficios, 23.41, 23.42
definición, 23.41
fuentes de arena, 23.44
monitoreo, 23.45
volumenes de arena para, 23.42, 23.43
efectos de estructuras en, 23.45
equilibrio del:
perfil, 23.42, 23.43, 23.44
tamaño de la arena, 23.44, 23.45
transporte a lo largo del litoral, 23.43, 23.44
erosión, 23.10, 23.44, 23.45, 23.46
perfil compuesto, 23.43
protección de rompeolas para, 23.44, 23.45
revestimientos (malecón) sobre, 23.46
sedimentos, 23.10
Plomo, 15.9
Poisson, razón de, 6.6, 6.8
(*Vea también materiales específicos*)
Policarbonato, 5.64
Poliésteres, 5.63
Poliestireno, 5.65, 15.6
Polietileno, 5.64
Poligonales, 12.11, 12.12, 12.16, 12.18
Polígonos de equilibrio, 6.40, 6.41
Poliimida, 5.66
Polímeros:
cementantes, 5.2, 5.11, 5.25
como cuagulantes, 21.103
efectos de irradiación sobre, 5.82
(Vea también Geosintéticos; Plásticos)
en copolimerización, 5.61
enlace cruzado de, 5.62
impregnantes, 5.24
Polipropileno, 5.65
Polisulfida, 5.67
Politetrafluoretileno, 5.65
Poliuretano, 5.63
Polivinilos, 5.65, 5.66, 15.28
Polvo, 22.72, 22.73
Ponderación, en análisis de sistemas, 1.4, 1.13 a 1.15
Portales, 6.50, 6.51
Portland, cemento (*vea* Cemento portland)
Postensado (*vea* Concreto presforzado, postensado)
Postes:
ángulo, 15.56, 15.57
caballete de montaje, 9.56, 9.57, 9.58
madera, 11.59, 11.60
medición, 12.2
poste frontal de una escalera, 15.56, 15.57
presión de la tierra sobre, 11.60
Potencia, 21.128
(*Vea también* Btu; Edificios, potencia eléctrica para; Potencia hidroeléctrica; Caballo de vapor; Kilowatts)
Pozos:
artesianos, 21.89, 21.111 a 10.113
bombas para, 7.102, 7.103
construcción de (*vea* perforados, *abajo*; Campana neumática; Ataguías)
descenso del nivel, 21.113
drenaje, 7.100 a 7.103
equipo para, 21.113
excavación de, 21.113
galería, 21.113
gravedad, 21.110 a 21.113
húmedos, 22.22
interferencia entre, 21.113
para excavación de túneles, 20.47
para ventilación del tren subterráneo, 20.9
perforados: factores de adhesión para, 7.71
acampanados, 7.69
aplicación de, 7.67, 7.68
apoyados en roca, 7.72 a 7.75
apoyo extremo de, 7.72, 7.73
asentamiento de, 7.72, 7.73
capacidad de, 7.68, 7.75
consideraciones de diseño, 7.69, 7.70
construcción de, 7.67 a 7.70
definición, 7.67
dimensiones de, 7.67 a 7.70
longitud característica de, 7.71
(*Vea también* Pilas, longitud característica de)
pruebas sobre, 7.75
pruebas, 7.69
refuerzo, 7.68
resistencia a carga lateral, 7.72
resistencia al levantamiento, 7.72
(*Vea también* Campana neumática, perforada)
resistencia friccional, 7.70
tipos de, 7.68
tolerancias, 7.69
recarga, 7.103
secos, 22.22
suministro de agua, 21.89
tasa de flujo de, 21.113
Precipitación (*vea* Precipitadores; Lluvia; Sedimentación; Nieve; Tratamiento de aguas de desecho)
Precipitadores, 22.73
Prefabricación, 1.8
Preparación del sitio, 3.22, 3.23
(*Vea también* Diques; Excavación; Suelos)
Presas:
cargas sobre, 21.130 a 21.132
contrafuerte, 21.132
de arco, 21.132
de gravedad, 21.130 a 21.131
de tierra, 21.132, 21.133
fuerzas de hielo sobre, 21.130
modos de falla, 21.132
relleno de roca, 21.133
(*Vea también* Vertederos)
Preservación histórica, 14.23
Presión:
absoluta, 21.4
arena (*ver* Arena, presión de)
atmosférica, 21.4
cimentación (*vea* Cimentaciones; Suelos)
de agua (*vea* Agua, presión de)
de flujo de corrientes, 17.2, 17.8
de hielo (*vea* Hielo, presión)
de tierra (*vea* Tierra, presión de)
de vapor, 21.4, 21.5
del sonido, 15.88, 15.91
filtros, 21.104
fluido (*vea* Fluidos, presión de; Agua, presión de)
manométrica, 21.4
ondas (*vea* Ondas)
pascales, A.3
saturación, 21.4
viento (*vea* Cargas de viento; Viento)
Presión del hielo:
en marinas, 23.41
sobre muros, 8.82
sobre presas, 21.130
sobre puentes, 17.2, 17.8
Pretensado (*vea* Concreto presforzado, pretensado)
Principio de Mueller-Breslau, 6.57
Proceso Joosten, 7.85
Programa, proyecto, 1.8, 1.9
Programación por ruta crítica (CPM) (diagrama de flechas):
flotación, 4.23, 4.24
paso adelante en, 4.24
paso atrás en, 4.24
preparación, 4.22 a 4.24
ruta crítica, 4.23, 4.24
Programas:
construcción: diagrama de barras, 4.20 a 4.22
aprobación del propietario, 4.20
constituyentes de, 4.19
en contratos, 4.20
fecha de inicio, 3.9, 3.10
fecha de terminación, 3.10

Método de la ruta crítica (*vea* CPM, programación)
para construcción rápida, 4.24
preparación de, 4.19
Program Evaluation and Review Technique (*vea* PERT, programación)
reducción de costos con, 4.19, 4.20
de valores, 3.16
diseño, 2.13, 2.14, 4.24
Propiedades de secciones, geométricas, 6.24, 6.25
Propuestas:
abertura, 3.2, 3.17
alternativas en, 3.15, 4.9, 4.10
anuncios para, 3.2, 3.16
cantidad fija, 3.4
comparaciones de, 3.18, 4.10, 4.11
formas para, 4.7, 4.8
invitaciones para, 3.2, 3.5, 3.17
precio unitario, 3.4, 3.5
(*Vea también* Bonos, oferta; Estimaciones; Propuestas)
preparación, 4.10, 4.11, 4.14
presentación, 3.2, 3.17, 4.9, 4.10
Propuestas de construcción, 3.2, 3.17, 4.9, 4.10
(*Vea también* Ofertas)
Protección catódica, 5.78 a 5.81, 21.119
Proyecto manual, 3.1
(*Vea también* Especificaciones)
Proyectos llave en mano, 2.2
Prueba de Proctor, 7.111
Pruebas Charpy de ranura V, 5.38, 6.6
Pruebas Izod, 6.6
Puenteo, 10.32
Puentes:
acero: ventajas, 17.10
armadura (*vea* Armaduras)
(*Vea también* tipos específicos de puentes; Acero estructural)
diseño, 17.11, 17.12, 17.14 a 17.17
especificaciones, 17.10, 17.14
sistemas estructurales, 17.10 a 17.12
trabe en caja, 17.15, 17.24
trabes armadas, 17.17 a 17.22
(*Vea también* atirantada con cables; trabes curvas)
viga laminada, 17.16, 17.18, 17.19
apoyos, 17.16, 17.17
arco (*vea* Arcos)
arriostramiento para, 6.50, 6.51, 9.51, 9.52, 17.18, 17.19
asentamiento (*vea* Cimentaciones, asentamiento de; Suelos, asentamiento de)
atirantados con cables: ventajas, 17.39, 17.40
análisis, 17.41 a 17.46
anclaje, 17.39, 17.40
características, 17.24, 17.25, 17.39, 17.40
claros, 17.39
cubiertas, 17.46
deflexiones, 17.45, 17.46
diseño preliminar, 17.46
Estructuras soportadas por cables; Cables
pilas, 17.40 a 17.42, 17.46
presfuerzo, 17.43
razón claro lateral a claro principal, 17.45
rigidez, 17.39 a 17.43
tipos, 6.94, 17.40, 17.41, 17.42
(*Vea también* suspensión)
trabes, 17.41, 17.43, 17.46
barreras (amortiguadores), 16.10, 16.12, 16.13
barreras, 16.10, 16.12
cambios dimensionales, 17.8
cargas: centrífuga, 17.3, 17.7, 17.9
banqueta, 17.8
camión estándar, 17.4 a 17.6
carretera, 17.2 a 17.10
elevación, 17.2, 17.5
factorizada, 17.10, 17.13
ferrocarril, 17.3
flujo de vapor, 17.2, 17.7
guarniciones, 17.8
hidrostática, 17.3
hielo, 17.3, 17.8
impacto, 17.3, 17.7, 17.9, 17.12
longitudinal, 17.2, 17.7, 17.9
muerta, 17.3
presión de tierra (*vea* Tierra, presión de)
restricción, 17.2, 17.8
sísmica, 17.3, 17.8, 17.9
sobre pasamanos, 17.10, 17.11
térmica, 17.3, 17.7
tipos, 17.2, 17.3
viento, 17.5 a 17.7
viva, 17.3 a 17.6, 17.8
carretera, 16.10, 16.13, 17.2 a 17.10
cercas, 16.17
claro mínimo, 13.2
clasificación, 17.1
como sistemas, 1.2, 1.3
concreto: ventajas, 17.52
construcción segmental, 17.65 a 17.67
límites de la razón altura a claro, 17.62
losa (*vea* Losas de concreto, como puentes)
precolada, 17.64 a 17.67
presforzada (*vea* concreto presforzado)
trabes en caja, 17.61 a 17.64
viga I, 17.64, 17.65
viga T, 17.56 a 17.60, 17.64, 17.67
cortantes en, 17.4, 17.5, 17.11
criterios de diseño, 17.10, 17.11, 17.14, 17.15
cubierta ortotrópica: ventajas, 17.23, 17.24
acabados superficiales, 17.29
análisis de esfuerzo, 17.27, 17.28, 17.29
componentes, 17.22
costillas de placas para, 17.27
fabricación, 17.27
límites de altura a claro, 17.25
placas de acero para, 17.26
soportada por cables, 17.24, 17.26
vigas y trabes, 17.24, 17.26
cubierta, 17.12, 17.17, 17.18, 17.29, 17.30
cubiertas para: concreto (*vea* concreto)
acabados superficiales, 17.29
cargas de diseño, 17.2
estructuración, 6.46, 17.10
materiales, 17.10
ortotrópicas (*vea* cubierta ortotrópica)
pisos de acero, 10.39
de paso inferior, 17.10, 17.11, 17.12, 17.18, 17.29
diseño por factor de carga, 17.9, 17.10, 17.13
en voladizo, 17.27, 17.29
especificaciones, 17.1, 17.2
estribos, 17.59, 17.66, 17.69
excavación, 13.2
ferrocarril, 17.8 a 17.17
iluminación, 16.67
límites de deflexión, 17.14
límites dimensionales, 17.14, 17.15
madera, 11.50, 11.51
(*Vea también* Carreteras; Ferrocarriles; Sistemas)
momentos flexionantes, 17.3, 17.5, 17.11, 17.12
(*vea también* tipos específicos de puentes)
pilas, 17.62 a 17.64
reacciones, 17.4, 17.5, 17.11
suspensión: anclajes para, 17.38, 17.43
análisis de esfuerzos, 17.36 a 17.38
arreglo de cables para, 17.34
características, 17.24, 17.31 a 17.36
colgantes, 17.34 a 17.36
efectos sísmicos, 17.37, 17.38
juntas de expansión, 17.34
razón de claro lateral a claro principal, 17.33
resistencia al viento, 17.37, 17.38
(*Vea también* atirantado con cables, *arriba*; Estructuras soportadas por cables; Cables)
silletas de cables, 17.34
sistemas de piso, 17.34
torres, 17.35, 17.36, 17.38
vibraciones, 17.37, 17.38
vigas rigidizadoras, 17.32, 17.33, 17.36
tareas ingenieriles, 17.1

tolerancias, 17.1 a 17.3
trabes curvas: análisis, 17.48 a 17.52
ampliación del patín, 17.48
aumento del espesor del alma, 17.48
esfuerzos, 17.49 a 17.52
marcos transversales para, 17.48 a 17.52
montaje, 17.48
torsión, 17.48
vibraciones, 9.12
Puentes colgantes (*vea* Puentes, atirantados; colgantes)
Puertas:
accesorios para, 15.42, 15.45 a 15.48
articulación horizontal, 15.45
atajahumos, 15.42, 15.43
bisagras, 15.45 a 15.48 capacidad de tráfico, 15.41, 15.42
cerraduras, 15.47, 15.48
construcción, 15.44 a 15.47
de madera, 15.45
de metal, 15.46
de vidrio, 15.46
deslizantes, 15.44, 15.45
fuego, 15.3, 15.42, 15.43
giratorias, 15.44 a 15.46
Kalamein, 15.46
límites en el tamaño, 15.42, 15.43
marcos para, 15.44, 15.45
montantes verticales, 15.45, 15.46
para emergencias, 15.4, 15.41
(*Vea también* salida)
picaporte, 15.45 a 15.48
plegables, 15.45, 15.46
protectoras contra radiación, 15.45
resistencia requerida al fuego, 15.42, 15.43
revolventes, 15.45
rieles, 15.44, 15.45, 15.46
salida, 15.42
selección de, 15.41, 15.44, 15.45
telescópicas, 15.45
topes, 15.44, 15.45
transmisión del sonido a través de, 15.89
umbrales, 15.44, 15.45
vidrios para, 15.39, 15.40, 15.45, 15.46
Puertos:
alcances de las mareas en, 23.9, 23.10
altura de olas en: límites de, 23.14
reducción de, 23.15
(*Vea también* Olas, agua, altura de)
áreas de anclaje, 23.15
artificiales, 23.12
ayudas de navegación, 23.15
boyas (*vea* Boyas)
canales en: alineamiento de, 23.16
anchos, 23.16
profundidad de, 23.15
visibilidad, 23.16
comerciales, 23.12
corrientes en, 23.15
dársena de maniobra en, 23.11 a 23.14
de entrada, 23.12
de refugio, 23.12
definición, 23.11, 23.12
distribución en planta, 23.12 a 23.17
dragado de, 23.18
entradas, 23.15
facilidades de: manejo de la carga y almacenamiento, 23.17, 23.25
acceso para transporte por tierra para, 23.12
amarradero (vea Amarradero)
norayades (*vea* Norayades)
edificios de servicio, 23.17
edificios terminales, 23.17
escollera (vea Muelles)
espigones (vea Muelles)
muelle, 23.20
muelles (vea Muelles)
muelles, 23.17
(*Vea también* Muelles; Terminales)
puestos de vigilancia, 23.17
tipos de, 23.12
investigación de sitios para, 23.17, 23.18
levantamientos hidrográficos para, 23.17, 23.18, 23.19
levantamientos topográficos para, 23.18
(*Vea también* puertos)
levantamientos de: hidrográficos, 23.17, 23.18
topográficos, 23.18
límites de velocidad del viento, 23.14
(*Vea también* Playas; Rompeolas; Ingeniería de costas; Muelles; Marinas; Puertos)
militares, 23.12
muelles húmedos, 23.16
naturales, 23.11
planeación de, 23.16 a 23.18
rompeolas en (*vea* Rompeolas)
seminaturales, 23.12
tamaño de, 23.12 a 23.14
tareas ingenieriles en, 23.1
Puertos STOL, 18.51
Puntales (*vea* Arriostramiento; Compresión, miembros en; Columnas)
Punto de rocío, 15.62
Puzolanas, 5.8, 8.2

Radiación, 5.82, 5.83
Radianes, 6.14, 12.3, A.2
Radio de giro, 6.24, 6.29
Radio hidráulico, 21.25, 21.46, 21.64
Rankine, ecuación de, 7.90
Rastrillo, raíces, 13.3
Reacciones: arco, 6.85 a 6.88
bajo cargas dinámicas, 6.117
con ecuaciones de equilibrio, 6.16, 6.17
definición, 6.15
en puentes, 17.3, 17.6, 17.11
en vigas en voladizo, 6.31, 6.32
líneas de influencia para, 6.20, 6.21, 6.46, 6.48, 6.57, 6.58
máximas, 6.45, 6.46, 17.3, 17.6, 17.10, 17.11
para armaduras (*vea* para vigas simples; Armadura, reacciones en)
para losas en dos direcciones, 8.53
para vigas con claros suspendidos, 6.52, 6.53
para vigas con voladizos, 6.16, 6.17, 6.31, 6.32
para vigas continuas, 6.17, 6.18, 6.61, 6.62
para vigas simples, 6.15, 6.17, 6.30, 6.31, 6.52, 6.53
Reborde (escaleras), 15.55, 15.56
Recipientes a presión, 6.9
Recocido, 5.27
Recubrimientos:
aplicaciones, 5.72, 5.73, 15.54, 15.55
bibliografía, 5.74
comerciales, 5.71, 5.72
esmaltados, 5.72, 5.79
galvanizados, 5.79, 5.80
impermeabilización, 15.54, 15.55
(*Vea también* Pinturas)
industriales, 5.72
para altas temperaturas, 5.72
para pilotes de tubo, 3.22
pasivadores, 5.79
químicos, 5.81
resistencia a la corrosión, 5.72, 5.79 a 5.82
Recubrimientos para canales, 8.11
Recuperación del capital, 1.17
Refuerzo:
acero para, 8.19
adherencia del acero al concreto, 8.21
(*Vea también* longitud de desarrollo para)
alambre, 8.19, 8.24 a 8.27, 16.51
amarres (*vea* Amarres)
balanceado, 8.39, 8.66 a 8.69
barras: áreas para, 8.39, 8.46
pesos para, 8.39
superiores, 8.21
tamaños para, 8.19
cabezal de cortante, 8.60, 8.90
cascarón, 8.106 a 8.111
colocación de, 8.20
compresión, 8.24, 8.46, 8.47, 8.84, 8.85, 8.103, 8.106
corrosión de, 5.22, 5.80
cortante: en el corte de las barras, 8.46
para losas, 8.59
para ménsulas y cartelas, 8.60, 8.62
para torsión, 8.52, 8.53
para vigas presforzadas, 8.78
por flexión, 8.40, 8.41, 8.46
cubierta de epoxia, 8.22
de fibra, 5.24
de marcos rígidos, 8.96 a 8.99

de plásticos, 5.75
de zapatas, 8.88 a 8.93
dobleces de, 8.19, 8.20, 8.45, 8.46
empalmes de, 8.22, 8.24
en espiral, 8.40, 8.62, 8.63
en juntas, 8.32
en losas, 8.45, 8.46, 8.53, 8.54, 8.59
en placas plegadas, 8.103 a 8.105
en racimos, 8.21
esfuerzos permisibles para, 8.37
especificaciones para, 8.19
espigas (*vea* Espigas)
estribos (*vea* Estribos)
fricción-cortante, 8.61
ganchos para, 8.21, 8.41 a 8.43
geosintético (*vea* Geosintéticos)
longitud de desarrollo para: en compresión, 8.22
en tensión, 8.21 a 8.22, 8.37, 8.45
propósito, 8.21
maximo: en vigas, 8.39
en cascarones, 8.107
en columnas, 8.62
en ménsulas, 8.60
mínimo: en vigas, 8.39, 8.80
en bases de columnas, 8.87, 8.88
en cascarones, 8.108
en columnas, 8.62, 8.81
en losas, 8.47, 8.81
en ménsulas, 8.60
en muros, 8.69 a 8.71, 8.85
para torsión, 8.52
muros, 8.85, 8.86
oxidado, 8.19, 8.20
para bloque de vidrio, 15.31
para columna, 8.62, 8.63, 8.66, 8.68
para compresión en vigas, 8.47 a 8.50
para losas de puentes, 17.53 a 17.56, 17.57 a 17.62, 17.64
pavimento, 16.47 a 16.51
peso de, 8.39
por torsión, 8.52, 8.53
preensamble de, 8.19
presforzado (*vea* Tendones)
propósitos de, 8.19
protección contra la corrosión, 5.80, 5.81
puntos de corte, 8.45, 8.46, 8.84
recubrimiento de concreto para (*vea* Concreto, recubrimiento sobre el acero)
resistencia a la fluencia, 8.19
separación máxima de: barras principales, 8.21
en cascarones, 8.88
en empalmes, 8.22
en malla de alambre, 8.32
en muros, 8.69 a 8.71
en vigas presforzadas, 8.81
para amarres, 8.50
para estribos, 8.40, 8.46, 8.47, 8.50, 8.53, 8.78
por contracción, 8.25, 8.48
separación mínima de, 8.20
soldadura de, 8.22, 8.24, 8.32
solera metálica, 8.19
soportes para, 8.20
térmico, 8.47, 8.84, 8.85, 8.86, 8.103, 8.106, 16.51
tipos de, 8.19
tolerancias para, 8.20
Regaderas, baños, 15.81, 15.83, 15.84 a 15.87
Regional, planeación (*vea* Planeación regional)
Registros, 16.28, 22.15, 22.17
Reglas de subdivisión, 14.23, 14.25, 14.27, 14.41, 14.44
(*Vea también* Zonificación)
Reguladores, 20.15
Rehabilitación de ciudades, 14.45
Rejuntado, 15.55
Relación modular, 8.36, 17.21
Relaciones de esbeltez, 6.37 a 6.39, 9.12, 9.13, 9.19
Relajación de los materiales, 5.38, 6.6
(*Vea también* Flujo plástico *y relajación de materiales específicos*)
Rellenos (agregados), minerales, 5.12
Rellenos (terraplenes):
asentamiento, 7.109, 7.110, 7.111
colocación de rocas, 13.1
compactación, 7.109, 7.110, 7.111
(*Vea también* Tierra, compactación)
construcción, 7.111
hidráulicamente colocados, 7.111
movimiento de tierras para, 13.1
nivelaciones, 12.8, 12.9
para sobrecargas, 7.111
presión permisible, 7.30
sobre suelos débiles, 7.112, 7.122, 7.123
(*Vea también* Suelos, consolidación de)
(*Vea también* Tierra; Movimiento de tierra; Rellenos sanitarios)
Rellenos sanitarios, 7.126, 7.127, 14.19, 22.66 a 22.68
Relleno seco, 20.2, 20.20
Remaches, 9.8
Rep, 15.63
Repisas, 15.36
Reposo, ángulo de, 7.117
Resección, 12.16, 12.17, 12.18
Resiliencia, módulo de, 6.107
Resinas sintéticas (*vea* Plásticos)
Resistencia a la fluencia:
desplazada, 5.36, 6.5
efecto Bauschinger, 6.6
efecto del endurecimiento por deformación, 5.27, 6.6
efectos de carga dinámica, 6.101
efectos del tamaño del grano, 5.29
efectos por temperatura, 5.78
(*Vea también materiales específicos, por ejemplo*, Metales; Acero estructural)
Resistencia:
a la fluencia (*vea* Resistencia a la fluencia)
(*Vea también* Materiales específicos; Tipos de construcción; Tipos de esfuerzo)
al desplazamiento, 6.116
(*Vea también* Flexibilidad; Módulo de elasticidad; Restricción; Constante de resorte; Rigidez)
eléctrica, 15.73, 15.74, 15.75
tensión última, 6.4, 6.5, 6.101
térmica, 15.61, 15.62
unidades usuales, 6.3
Resource Conservation and Recovery Act, 22.2
Retención, muros (*vea* Muros de retención)
Retenciones, 4.12
Retorno, rapidez de, 1.15
(*Vea también* Tasas de interés)
Retretes, químicos, 22.25
Revestimiento:
con madera, 11.27, 11.30, 11.63 a 11.67, 15.7, 15.22, 15.33
con yeso, 15.7, 15.33
Revestimientos:
dinámicos, 23.47
escollera sin clasificación: tamaño de roca de blindaje para, 23.46, 23.47
concreto, 7.124, 7.125, 23.47
de pedraplén, 7.124
diseño por altura de la ola, 23.47
pendientes de, 23.47
subyacentes, 23.47
gabión metálico, 23.47
métodos de falla, 23.46
prevención de flanqueo, 23.48
propósito de, 23.46
recorrido de la ola sobre, 23.47, 23.48
(Vea también Malecones; Muros, de muelle)
Revisión por Pares, 1.11, 2.11
Reynolds, número de, 21.19 a 21.24, 21.99
Rieles:
aceros para, 19.38
aguja, 19.1, 19.45, 19.46
(*Vea también* Vías, agujas para)
alma de, 19.35
curva de la desviación entre la aguja y el corazón, 19.47
equipo de reemplazo para, 19.60
esfuerzos en, 19.41 a 19.44
especificaciones para, 19.38
estampado sobre, 19.5, 19.37
longitud estándar de, 19.37
pesos de, 19.38
presión en soportes de, 19.42
propiedades de sección para, 19.38
riel estructura equivalente doblada en un cruzamiento de agujas, 19.7

soldados, 19.38, 19.41, 19.62
(*Vea también* Ferrocarriles; Vías)
superficie de rodaje sobre el riel, 19.7
velocidades de (*vea* velocidades sobre)
vida de, 19.60, 19.61, 19.62
ferrocarril; anclas para, 19.35, 19.40
aliviador, 19.2
barras de compromiso para, 19.2
cabeza de, 19.35, 19.37
carril de unión, 19.46
definición, 19.6
depresión de, 19.41, 19.42
detección de defectos para, 19.60
dimensiones de, 19.37, 19.38
enderezamiento de, 19.4
espacio entre la cabeza y la base de un riel, 19.39
funciones, 19.35
guarda, 19.5
impacto sobre, 19.34
juntas de, 19.5, 19.38, 19.39
marca con hierro caliente, 19.37
momentos flexionantes en, 19.42, 19.43
pandeo de, 19.63
pernos para, 19.6, 19.39, 19.40
sujetadores para, 19.20, 19.22, 19.35, 19.40, 19.41
puerta, 15.55
ventana, 15.35, 15.36
Riesgo, 1.17 a 1.18
(*Vea también* Riesgos)
Rigidez:
de barras, 6.59
de materiales, 6.5
(*Vea también tipos específicos de construcción, por ejemplo,* Vigas; Columnas de concreto; Matrices)
de puentes atirantados, 17.38 a 17.43
dinámica, 6.116
(*Vea también* Constante de resorte)
Rigidizadores (*vea* Acero estructural, rigidizadores de)
Ríos (*vea* Canales; Corrientes)
Riostra, 7.81
Rocas, 5.12, 7.3
Rocas:
adhesión del concreto a, 7.73, 7.74
apoyo permisible sobre, 7.29, 7.73
características de, 7.3, 7.8
clasificación de la calidad, 7.8
deformabilidad de, 7.8
deformabilidad, 7.8
designación de la calidad (RQD) para, 7.8, 20.6
disolución de, 7.20
efectos de estructura, 7.8
excavación de, 13.1, 13.14, 13.24 a 13.37
factores explosivos para, 13.25, 13.27
frecuencia de fractura (FF) de, 7.8
ígneas, 7.3, 7.8
índice de velocidad, 7.8
intemperizadas, 7.8
investigación del sitio, 7.18, 7.19, 7.20
metamórficas, 7.3, 7.8
muestreo de, 7.17
pedriscal, 7.124, 7.125, 15.9
perforación de, 7.17, 7.69, 13.23, 13.24
peso de, 15.7, 15.9
(*Vea también* Mampostería)
pruebas de, 7.8, 7.18
sedimentarias, 7.3, 7.8
voladura de, 13.24 a 13.36
(*Vea también* Perforación; Taladros; Explosivos)
voladura que produce un talud liso con pocas rocas flojas, 13.27, 13.28
Rociadores, contrafuego, 15.2, 15.3, 15.83, 15.84
Rodillos (compactadores), 13.5, 13.39, 13.40
Rodillos (de apoyo), 9.34
Rompeolas:
arreglo, 23.13 a 23.15, 23.39
cerca contra olas, 23.39, 23.40
coeficiente de transmisión de onda, 23.39, 23.40
(*Vea también* Revestimientos)
flotantes, 23.39
muro vertical, 23.39, 23.40
para marinas, 23.39, 23.40
propósito de, 23.13, 23.39, 23.40
tipos de, 23.39, 23.40
Roods (unidad de medida), 12.3
Rosa de los vientos, 18.17, 18.18
Rotaciones:
de extremo: de miembros continuos a flexión, 6.30, 6.31, 6.62
de vigas simples, 6.17, 6.30, 6.31, 6.60, 6.61, 6.62, 6.63
(*Vea también* Vigas, pendiente de; Métodos del elemento finito; Ecuaciones pendiente-deflexión)
para la determinación de los factores de transporte, 6.64
para la determinación de rigidez, 6.63, 6.64
por el método de la carga virtual unitaria, 6.60, 6.61
por el teorema reciproco, 6.57
signos para, 6.62
torsional, 6.14
Rotaciones de extremo (*vea* Rotaciones, de extremo)
Rueda Pelton, 21.134
Ruido:
de carreteras, 16.16, 15.17
de explosiones, 13.32, 13.37
de ferrocarriles, 19.20, 19.21
(*Vea también* Acústica; Sonido)
en edificios, 15.87, 15.89, 15.90
Rumbo (ángulo), 12.9, 12.10
Ruptura, 3.18
Ruptura, módulo de (*vea* Módulo de ruptura)

Sabine, fórmula, 15.91
Safe Drinking Water Act, 21.94, 22.2
Salto hidráulico:
características del, 21.56
chorro oscilante en, 21.58
débil, 21.58
disipación de la energía en, 21.57 a 21.60
en alcantarillas, 21.41, 21.42
en canales abiertos, 21.49, 21.51 a 21.53, 21.56 a 21.62
estacionario, 21.56
fuerte, 21.58
localización de, 21.57, 21.59 a 21.62
longitud de, 21.59
móvil, 21.57
ondular, 21.58
permanente, 21.58, 21.59
prevención de, 16.29
profundidades en, 21.57, 21.58
relación con el número de Froude, 21.58
Sanidad, sitio de construcción, 3.9
Sapos, 19.2, 19.7, 19.43 a 19.45
Sedimentación:
cámara preliminar de sedimentación, 22.33, 22.34
clarificadores para (*vea* tanques para)
con coagulantes, 21.101, 21.103, 22.35
con precipitación química, 22.34
definición, 21.99
en recipientes (*vea* Canales, sedimentos en; Recipientes, sedimentos en)
en tratamiento de agua de desecho, 22.31 a 22.35
lodo, 22.44, 22.45
objetivos, 22.32
simple, 21.99, 22.34
tanques para: criterios de diseño para, 21.101, 21.103, 22.23
eficiencia de, 21.101, 22.33
floculación en, 21.103
ideal, 21.99
mezcladores para, 21.103, 22.34
periodo de flujo a través, 21.101, 22.32
remoción de lodo de, 22.33
tiempo de permanencia en, 21.99, 21.103, 22.33
tipos de, 21.102
velocidad de asentamiento en, 21.99, 21.100, 22.32
velocidad de flujo a través, 21.98, 21.99, 21.103
velocidad de sobreflujo en, 21.101, 21.103, 22.33
Seguros:
agentes de, 4.29

para contratistas, 2.7, 2.8, 4.8, 4.29 a 4.33
para ingenieros, 2.19, 2.20
para propietarios, 4.30
Selladores, 5.70, 5.71
Servicios, 3.9, 14.34 a 14.37
(*Vea también* Servicios eléctricos)
Servicios urbanos, 14.32 a 14.34
Sifones, 21.34, 21.35
Silicato dicálcico (C_2S), 5.3, 5.4
Silicato tricálcico (C_3S), 5.3 a 5.5
Siliconas, 5.64, 5.67
Simulación, 1.7
Sismos:
cambios en el suelo producidos por, 7.22, 7.23
(*Vea también* Fuerzas sísmicas)
cargas de (*vea* Fuerzas sísmicas)
(*Vea también* Puentes, cargas sobre; Presas, cargas sobre; Muelles, cargas sobre; Dinámica estructural)
diseño por, 6.77, 6.78, 6.79
zonas de intensidad por, 15.7, 15.11
Sistema métrico (SI), 12.2, 12.3, A.1 a A.10
Sistemas:
análisis de, 1.3
(*Vea también* Diseño de sistemas)
comparaciones de, 1.12 a 1.16
compuesto de filamento continuo, 5.75
compuesto laminado, 5.74 a 5.77
compuesto matricial, 5.75
criterios para, 1.4
definición, 1.2
emparedados, 5.75
evaluación de, 1.10
(*Vea también* análisis de; Análisis de valor)
métrico (SI), A.1a A.10
modelos de, 1.5, 1.6
normas para, 1.5
síntesis de, 1.8
(*Vea también* Ingeniería, Diseños de sistemas; *tipos específicos de sistemas, por ejemplo,* Puentes; Edificios; Carreteras; Suministro de agua)
Sistemas de cables:
análisis, 6.98, 6.99, 6.100
armadura, 6.99, 6.100
no rigidizado, 6.99 a 6.101
plano de capa doble, 6.99, 6.100
presforzado, 6.99
red, 6.98, 6.99
ventajas, 6.99, 6.100
vibraciones, 6.99
(*Vea también* Puentes, atirantados; colgantes; Estructuras soportadas por cables)
Sistemas de material matricial, 5.75
Sistemas de transporte por ferrocarril:
Amtrack, 19.9
análisis costo-beneficio,19.16, 19.17
conmutador: carros para (*vea* Ferrocarriles, carros para)
capacidad de pasajeros, 19.21
cobro de la tarifa, 19.25
estaciones, 19.22, 19.23
facilidades de mantenimiento, 19.26
iluminación de estaciones, 19.24
localización de las vías, 19.19, 19.20
planeación,14.39
plataformas de estaciones, 19.22, 19.23
propulsión, 19.10, 19.12 a 19.15, 19.50,19.51, 19.54
selección de rutas, 19.18
servicio proporcionado por, 19.9, 19.10, 19.11
terminales, 19.25
guía fija, 19.5, 19.10 a 19.16
pasajeros y carga entre ciudades, 14.38, 19.9, 19.12, 19.21, 19.54
(*Vea también* Ferrocarriles, carros para, trenes para; Rieles; Vías)
tránsito rápido personal: carros para (*vea* Ferrocarriles, carros para)
características de, 19.10 a 19.13
objetivos de, 19.9, 19.11
tránsito rápido: carros para: (*vea* Ferrocarriles, carros para)
capacidad de pasajeros, 19.21
características de, 19.9, 19.11
cobro de la tarifa, 19.25
estaciones para, 19.5, 19.21 a 19.24
estándares de vías para, 19.20
facilidades para el mantenimiento, 19.26
iluminación de estación para, 19.24
localización de vías para, 19.20 a 19.22
pendientes para, 20.5, 20.6
planeación para, 14.37 a 14.40, 19.23
plataformas de estación para, 19.22, 19.23
propulsión para, 19.11, 19.51
radio de curvatura mínimo, 20.6
seguridad en, 19.25
selección de ruta para, 14.38, 19.18, 19.19
superelevación para, 20.4
terminales para, 19.26
tipos de, 19.9
(*Vea también* Ferrocarriles; Rieles; Vías)
tolerancias para, 20.2
ventajas, 19.1, 19.9, 19.10
Sistemas emparedado, 5.75
Sociedades ingenieriles, 2.19, 2.20
(*Vea también* Asociaciones y sociedades específicas)
Soldadoras, montadas en tractor, 13.13
Soldadura:
de aceros estructurales: fractura frágil de, 9.7, 9.8
de espárragos, 5.43
de placas ortotrópicas, 17.27, 17.28
desgarramiento laminar, 9.6
electrodos para, 5.42, 5.43
esfuerzos residuales por, 9.39
especificaciones para, 5.42, 9.41, 9.42, 17.15
fragilidad por, 5.43
oxiacetileno, 5.42
precalentamiento para, 5.43
procesos de fusión por, 5.42, 5.43, 9.53
procesos para, 5.42, 5.43
de aceros formados en frío, 10.13 a 10.19
de aceros para herramientas, 5.42
de aluminio, 5.48, 5.49
de arco, 5.42, 5.43, 9.53, 10.13 a 10.16
de hierro forjado, 5.42
(*Vea también* Conexiones; Acero estructural, soldabilidad del; Soldaduras)
de proyección, 10.17, 10.18
(*Vea también* Soldadura de puntos)
de punto, 10.14, 10.17, 10.18
de rieles de ferrocarril (*vea* Rieles, ferrocarril, soldados)
especificaciones para, 5.42, 10.14, 10.19
fuerte, 5.48
pulsación (impulsos múltiples), 10.18
(*Vea también* Soldadura de puntos)
resistencia, 10.17, 10.18
ventajas, 9.53, 10.13
Soldaduras:
a tope (*vea* de ranura, *abajo*)
arco-costura: aplicaciones de, 10.14 a 10.16
capacidad de carga, 10.16
distancias al borde, 10.16
correspondencia de los metales base y de aportación, 9.36 a 9.42
de muesca, 9.39 a 9.42
de punto (charco): aplicación de, 10.14, 10.18
capacidad de carga, 10.15, 10.17
datos de diseño, 10.17
distancias al borde o al extremo, 10.15
procesos de soldadura para (*vea* Soldadura de puntos)
separación de, 10.17, 10.18
de ranura: aplicación, 9.53, 9.55, 10.14 a 10.16
capacidad de carga, 9.39 a 9.42, 10.15, 10.16
de tapón, 9.39 a 9.42, 10.14
esfuerzos permisibles en, 9.39 a 9.42, 10.14
espesor efectivo de la garganta, 9.39

fatiga en, 17.22 a 17.27
filetes: aplicaciones, 9.53, 9.55, 10.14, 10.16
capacidades de carga, 9.39 a 9.42, 10.16
resistencia de, 17.15
separación de, 9.28
símbolos para, 9.55
(*Vea también* Soldadura)
Solución supernadante, 22.46
Sondas, 7.18, 7.44, 7.68, 7.69
Sondeador, 23.18
Sondeos, 23.17
Sonido:
absorción de, 15.90
barreras al paso de, 15.89, 15.90, 19.18
calidad del, 15.88
control de, 15.88 a 15.91
ecos de, 15.90
frecuencia, 15.87, 15.88, 15.89
intensidad, 15.88, 15.89
nivel de presión, 15.88, 15.91
niveles de intensidad según la escala A, 15.89
pérdidas por transmisión, 15.89
(*Vea también* Acústica; Control ambiental del ruido; Explosivos, control del ruido; Aislamiento acústico)
reducción del ruido en, 15.90, 15.91
reverberación del, 15.91
vibración, 15.90
Standard Metropolitan Statistical Area, 14.10
Steel Deck Institute, 10.24
Steel Door Institute, 15.48
Steel Joist Institute, 10.32
Steel Structures Painting Council, 9.65
Subcontratistas, 4.10, 4.11
Subpisos (*vea* Pisos; Recubrimientos)
Subsistemas, 1.3
(*Vea también* Sistemas; Diseño desistemas)
Suelos:
aditivos de cloruros para, 7.113
aeropuerto, 18.12, 18.23, 18.24
altamente orgánico, 7.5
ángulo de fricción interna, 7.11, 7.12, 7.81
arcilla (*vea* de grano fino; Arcilla)
arena (*vea* de grano grueso; sin cohesión)
asentamiento de, 7.20
(*Vea también* consolidación de; Cimentaciones, asentamiento de)
California Bearing Ratio para, 7.16, 16.42
canto rodado, 7.3
capacidad de apoyo de: factores para, 7.26, 7.27
mejoramiento de (*vea* mejoramiento de)
netos, 7.26 a 7.29
pruebas para (*vea* pruebas)
(*Vea también* Cimentaciones, factores de seguridad para)
cemento, 7.113
clasificación de: geológicos, 7.2, 7.3
sistema unificado, 7.3 a 7.7
coeficiente de presión en reposo, 7.13
cohesiva: índice de actividad de, 7.10
asentamiento de, 7.30 a 7.34
características de aplastamiento de, 7.5, 7.6
carga cíclica sobre, 7.11
coeficiente de compresión secundaria, 7.13, 7.32
cohesión de, 7.10
compresión secundaria, 7.13
consistencia de, 7.3
consolidación de (*vea* consolidación de; asentamiento de)
deformabilidad de, 7.13, 7.14
deformación elástica, 7.14
densidad relativa, 7.9
dilatación de, 7.5, 7.6
índice de compresión de, 7.13, 7.32
índice de liquidez, 7.9
índice de plasticidad de, 7.5, 7.19
límite de contracción para, 7.9
límite líquido de, 7.5, 7.9
límite plástico de, 7.9
parámetros de cambio de volumen, 7.13
(*Vea también* de grano fino; Arcilla; Limo)
parámetros para clasificación, 7.3, 7.5 a 7.9
resistencia cortante de, 7.10, 7.11
resistencia en seco de, 7.5, 7.6
sensibilidad de, 7.11
compactación de (*vea* Tierra, compactación de)
conductividad hidráulica, 21.89
consolidación de: coeficiente de, 7.32
con drenes de arena, 7.32
en etapas, 7.13, 7.31 a 7.34
(*Vea también* asentamiento de; pruebas sobre; Tierra, compactación de)
grado de, 7.31, 7.32
por carga, 7.112
resistencia hacia abajo en pilotes, 7.52
velocidad de, 7.31 a 7.34
contenido de humedad de: definición, 7.9
determinación de, 13.37, 13.38
límite líquido para, 7.5
límite plástico para, 7.5
óptimo, 13.37
contracción de, 7.9
criterios de falla para, 7.11
de grano fino: clasificación de, 7.3, 7.5 a 7.7
identificación de, 7.3, 7.5 a 7.7
(*Vea también* cohesivo; Arcilla; Limo)
de grano grueso: características de, 7.3 a 7.5
deformabilidad de, 7.14
relación de Poisson para, 7.15
(*Vea también* sin cohesión; Grava; Arena)
rezago de la fricción, 7.15
densidad de, 7.9, 7.11, 7.39, 7.89, 7.111, 13.36, 13.37, 15.9
densificación de (*vea* Tierra, compactación de)
drenaje a través de (*vea* permeabilidad de)
efectos ambientales adversos, 14.11
esfuerzos en: efectivos, 7.12
bajo zapatas, 7.28, 7.29, 7.30
consolidación en el pasado, 7.13
(*Vea también* Tierra, presión de)
estabilidad de talud (declive), 7.22, 7.110, 7.116 a 7.122
estabilización de (*vea* mejoramiento de)
expansivos, 7.21, 7.22
fango, 13.1
flujo de agua a través de (*vea* permeabilidad de, *arriba*; Acuíferos; Agua subterránea; Pozos)
grado de saturación, 7.9, 7.10
graduaciones, 7.9
grava (*vea* de grano grueso; sin cohesión)
gravedad específica de (*vea* densidad)
índice de congelamiento para, 7.25
levantamientos geofísicos, 7.19, 7.20, 14.10
levantamientos geológicos, 7.3, 14.10
límites de Atterberg, 7.4
limo (*vea* Limo)
mapas de, 7.3, 14.11, 14.12
mejoramiento de: por aditivos, 7.111, 7.113, 7.114
con drenes verticales, 7.34
con geosintéticos (*vea* Geosintéticos)
objetivos de, 7.109, 7.110
por calentamiento, 7.113
por cambios de graduación, 7.110
por compactación, 7.109
(*Vea también* Tierra, compactación de)
por congelamiento, 7.84, 7.87, 7.113
por consolidación, 7.110
por densificación, 7.25, 7.26, 7.110, 7.112
por drenaje, 7.110, 7.112, 7.113
por electroósmosis, 7.110, 7.113
por estabilización mecánica, 7.109 a 7.113
por exclusión de agua, 7.110, 7.113

por inyección de lechada, 7.25, 7.26, 7.87, 7.113, 7.114
por mezclado, 7.109 a 7.112
por precarga (sobrecarga), 7.25, 7.26, 7.110, 7.111
por reemplazo del suelo, 7.109, 7.110
por refuerzo, 7.25, 7.26
por remoción de las partículas finas, 7.111, 7.112
por remoldeo, 7.110
por soporte de carga, 7.26, 7.27
por vibración, 7.112
módulo de deformación, 7.13, 7.14
módulo de reacción de, 16.47
módulo secante de, 7.14, 7.15, 7.34
muestreo de, 7.17
Peaso de (*vea* densidad de)
(*Vea también* Arcilla; Tierra; Cimentaciones; Roca; Arena; Limo; Investigaciones en el sitio)
peligro de derrumbes, 7.22
peligro de licuefacción, 7.22, 7.23
permeabilidad de, 7.16, 21.89
porosidad, 7.9
presión de (*vea* Tierra, presión de)
presión de poro, 7.12, 7.13
presiones permisibles, 7.29, 7.30
pruebas sobre: compresión, 7.10 a 7.12
aspa, 7.3, 7.18
(*Vea también* Investigaciones en el lugar)
cíclicas, 7.12
consolidación (odómetro), 7.13
contenido de humedad, 13.36
cortante, 7.10, 7.11, 7.18
densidad, 13.37, 13.38
determinación estatigráfica, 7.18, 7.20
dilatómetro, 7.18
en el lugar, 7.18, 7.19
granulometría, 7.9
penetración de cono (CPT), 7.3, 7.11, 7.15, 7.18, 7.19, 7.34
penetrómetro (*vea* penetración de cono)
percolación, 22.55
permeabilidad de, 7.16
por soporte de carga, 7.15, 7.16, 7.18, 7.34
presionómetro, 7.15, 7.18
Proctor, 7.111
prueba, 7.21
relación humedad-densidad, 7.111, 13.36, 13.37
resistencia estándar a la penetración, 7.17, 7.18, 7.34, 7.65
razón de Poisson, 7.15
razón de sobreconsolidación (OCR) de, 7.10, 7.13
refuerzo de, 7.26, 7.117 a 7.125
relación de vacíos, 7.9, 7.12
rellenos sobre suelos débiles, 7.122
(*Vea también* consolidación)
resistencia a la penetración, 7.15, 7.18, 7.19, 7.22
roca (*vea* Roca)
rocas, 7.3
saturada, 7.22, 7.23, 7.94
sin cohesión: carga cíclica sobre, 7.12, 7.22,7.23
asentamiento de, 7.33, 7.34
densidad relativa, 7.11
dilatación, 7.12, 7.13
identificación, 7.4
licuefacción, 7.12, 7.22, 7.23
resistencia al cortante, 7.11, 7.12
tipos de, 7.3, 7.4
(*Vea también* de grano grueso; Grava; Arena)
Sitio, investigaciones en el (*vea* Investigaciones en el sitio)
sondeos en: para aeropuertos, 18.24, 18.25
monitoreo del agua subterránea con, 7.17
para muestras de suelo, 7.17
para túneles, 20.7
suelo superior, 13.1
sumergidos, 7.94
taladros en (*vea* perforaciones en; Perforación)
temblores (deslizamientos) y, 7.22, 7.23
turba, 7.5
valor de soporte de, 16.39
Sujetadores (*vea* Pernos; Clavos; Tornillos; Rayos; Soldaduras)
Sumideros, 20.20, 20.21
Suministro de agua:
almacenamiento de, 14.13, 14.34, 14.35, 21.110
(*Vea también* Depósitos)
bacterias de forma coliforme en, 21.94
calentadores para, 15.86
color de, 21.98
comercial, 21.90, 21.91
como sistemas, 1.3, 14.13, 14.14, 14.34
consumo de, 14.2, 14.34, 14.35, 21.91 a 21.93
(*Vea también* tasas de demanda de)
contra incendios, 14.34, 14.35, 15.4, 21.90, 21.92, 21.114
control del sabor, 21.107
costos indirectos de, 21.90
de acuíferos (pozos), 21.88 a 21.90
(*Vea también* Pozos)
de agua subterránea (*vea* Agua subterránea)
de desalinación, 21.92, 21.93, 21.106
de pozos (*vea* Pozos)
(*Vea también* Agua; Tratamiento de agua)
derechos legales, 21.93
desinfección de (*vea* Tratamiento de agua, por desinfección)
desperdiciada, 21.91
distribución de: a edificios, 15.4, 15.84 a 15.87, 21.113
análisis hidráulico de, 21.114 a 21.117
conexiones cruzadas para, 21.114
corrosión de tubos, 21.118 a 21.120
cubierta sobre tubo para, 21.116
disposición general, 14.34, 21.114
mantenimiento de tubos para, 21.116
materiales para tubos, 21.117
presiones en (*vea* contra incendios, *abajo*; presiones para)
tamaños económicos para tubos, 21.117, 21.118
tamaños mínimos para tubos, 21.114
válvulas en, 21.114
velocidades en, 21.114
doméstica, 21.91
en emergencias, 21.90
estándares para, 14.16, 21.93 a 21.99
estimación de población, 21.90
estructuras de toma, 21.137
facilidades para, 14.32, 21.90
financiamiento de, 21.127
flujo de diseño para, 21.92
fluoruros en, 21.97, 21.98
fuentes de, 14.13, 14.14, 21.92, 21.93, 21.99
industrial, 21.90 a 21.93
medición, 21.91
(*Vea también* Medidores de agua)
olor del, 21.98, 21.107
para hidrantes, 21.92
planeación, 14.13 a 14.17, 14.34
presiones para: para edificios, 15.4, 15.84, 15.85, 21.114
en sistemas de distribución, 21.113
propósitos de, 21.90, 21.114
pública, 21.90, 21.91
recuperación de aguas de desecho, 21.92, 21.93
tareas ingenieriles, 21.90
tasas de demanda de, 21.91, 21.92
tasas de, 21.126, 21.127
tratamiento (*Vea* Tratamiento del agua)
Supercarreteras (*vea* Carreteras de acceso limitado)
Supercarreteras (*vea* Carreteras, supercarretera)
Superfund Act, 2.6, 22.2
Superintendentes de construcción, 4.4, 4.5, 4.24
Superplastificadores, 5.1, 12.19
Superposición, principio de, 6.59
Suplementos, 3.3

Tablaestacas (*Vea también* tablestacas):
en ataguías; 7.79 a 7.81
en delfines (norayes), 23.34, 23.35
en muros de retención, 7.92, 7.94
hincado de, 7.44

muros, 7.78
presiones del suelo sobre, 7.90 a 7.94
Tableros:
BOD (*vea* Demanda bioquímica de oxígeno)
Conexiones con pernos (*vea* Conexiones, con pernos)
de frente de ataque, 20.2, 20.29, 20.31, 20.32, 20.33
Tablestacas, 7.81 a 7.85, 20.1
Taladros:
de cable, 7.76
de percusión, 7.17, 7.69, 7.76, 13.12, 13.23, 13.26
montado en tractor, 13.12, 13.23, 13.24
rotativo, 7.17, 7.44, 7.68, 7.69
rotatorio, 7.17, 7.69, 13.12, 13.23, 13.24
Tamaños modulares, 15.17, 15.18, A.5, A.6
Tanques:
aereación, 22.40 a 22.43
cámara de compensación, 21.36
(*Vea también* Cuencas)
concreto, 8.71
de digestión de lodos, 22.45 a 22.48
de espesamiento de lodos, 22.45
desespumadores, 22.31
elevados para agua, 15.4
forros para, 5.73
Imhoff, 22.52, 22.53
sedimentación (*vea* Sedimentación)
Tapajuntas, 15.50
Taponar ventanas para reducir las fugas de aire, 15.37, 15.44
Taquímetros, 12.15
Tareas de la ingeniería ambiental, 22.1, 22.2
Tasa de evaporación, 21.81
Tasas de interés, 1.15, 1.16
Techado, 15.7, 15.48 a 15.51
Techos:
acero formado en frío (*vea* Perfiles formados en frío, cubiertas de techo con)
aislamiento de, 10.26
(*Vea también* Aislamiento, térmico)
anclaje de, 10.25
armaduras para, 6.42, 6.45
cargas sobre, 15.10, 15.11, 15.13
cascarón delgado (*vea* Cascarones)
componentes de, 15.20
cubierta de acero (*vea* Perfiles formados en frío, cubiertas de techo con)
cubiertas de madera (*vea* Madera, cubiertas de)
(*Vea también* Vigas; Losas de concreto; Pisos; Techos)
diafragma, 15.13 a 15.15
efectos de encharcamiento sobre, 9.32, 11.34, 11.35
en arco, 15.21
(*Vea también* Arcos)
límites de deflexión para, 8.38, 9.32, 11.34, 11.35, 15.48
pendientes mínimas para, 11.34, 11.35, 15.49
placas plegadas (*vea* Placas plegadas)
recubrimientos para (*vea* Recubrimiento)
soportados por aire, 5.76
soportados por cables, 15.21
(*Vea también* Estructuras soportadas por cables; Cables)
soportados por vigas, 6.15, 11.34
tejas, 15.49
Teja de concreto, 15.49
Tejamanil de asfalto, 15.7, 15.49
Temblor, 7.60, 7.61
Temperaturas:
color, 15.77, 15.78
de materiales, críticas, 5.77, 5.78
escalas para, 1.12, A.2, A.3
(*Vea también* Efectos térmicos)
punto de rocío, 15.62
Tenacidad, 6.5, 6.6
Tendones:
anclajes para, 8.28 a 8.31, 8.74
áreas de, 8.26
barra, 8.27
cable, 8.26
características deseadas para, 8.26
deslizamiento de, en los anclajes, 8.74
drapear, 8.71, 8.72
ductos para, 8.27, 8.29, 8.30, 8.81
empalmes de, 8.28
esfuerzos en, 8.77, 8.78
esfuerzos permisibles para, 8.75
espaciamiento de, 8.28
especificaciones para, 8.26
fricción sobre, 8.72, 8.74
gateo de, 8.26 a 8.30
lechada de, 8.28, 8.81
medición de tensión en, 8.28
peso de, 8.26
(*Vea también* Concreto presforzado; Refuerzo de alambre; Torones de alambre)
propósitos de, 8.26, 8.72
protección contra la corrosión, 8.27, 8.81
recubrimiento de concreto, 8.29, 8.75
relajación de, 5.38, 8.74
resistencias de, 8.26, 8.27
Tensión:
aro (anillo), 21.38
cargas que causan, 6.2
de cortante, 6.21, 8.52
definición, 6.2
deformación unitaria de, 6.8
diagonal (*vea* Vigas de concreto, cortante en; Acero estructural, trabes de, esfuerzos cortantes en)
energía de, 6.10
esfuerzo de, 6.7
miembros en: cargados axialmente, 6.7
compuestos, 6.8, 6.9
excéntricamente cargados, 6.29
péndolas (colgantes), 17.34 a 17.36
(*Vea también materiales específicos tales como* Perfiles formados en frío; Acero estructural)
superficial, 21.3
(*Vea también* Cargas, de tensión; Deformación unitaria de tensión; Esfuerzo, de tensión)
Teodolito, 12.4, 12.13
Teorema recíproco, 6.57, 6.58
Teoremas de Castigliano, 6.54 a 6.56
Teoría de la membrana, 6.89 a 6.90
Teoría estructural:
aplicaciones de, 6.1
definición de, 6.1
verificación de, 6.1
Terminales:
aeropuerto, 18.1, 18.33 a 18.38
de ferrocarril: de carga, 19.26 a 19.28
de pasajeros, 19.26, 19.27
marina: definición, 23.17
de carga, 23.17
de pasajeros, 23.27
(*Vea también* Muelles; Marinas; Amarraderos)
Termoclinal, 21.109
Terra-Probe, 7.112
Terracota, 5.55, 15.30
Terrazo, 15.6, 15.28
Tiendas, 14.26 a 14.29
Tierra:
análisis de estabilidad del declive, 7.117 a 7.120
bibliografía, 13.41
características, 7.1
compactación de: esfuerzo de compactación, 7.112, 13.36
dinámica, 7.112
disminución del volumen, 13.37
efectos del contenido de humedad, 7.112
equipo, 7.112, 13.5, 13.38, 13.39
métodos, 7.112, 13.37
para mejoramiento del suelo, 7.110, 7.111
para rellenos, 7.111
por hincado de pilotes, 7.112
porcentaje, 7.111, 13.36, 13.37
vibración, 7.112
definición, 13.1
deslizamientos de, 7.22
excavación, 13.1, 13.4, 13.15, 13.16
(*Vea también* Movimientos de tierra; Excavación; Túneles)
perforación (*vea* Perforación; Taladros)
peso de, 7.9, 7.89, 15.9
(*Vea también* Arcilla; Excavación; relleno; Roca; Arena; Limo; Suelos)
presión de: sobre estribos, 17.2
activa, 7.87 a 7.94

de cargas vehiculares, 17.71
(*Vea también* Suelos, esfuerzos en)
de sobrecarga, 7.93, 7.96
efecto de la compactación, 7.90
en reposo, 7.13, 7.93
en túneles, 20.27, 20.28
pasiva, 7.88, 7.94 a 7.96
saturada, 7.94
sobre mamparas flexibles, 7.92, 7.94
sobre muros arriostrados, 7.90, 7.91, 7.93, 7.94
sobre muros autoestables, 7.88, 7.90, 7.92, 7.93
sobre muros rígidos, 7.90
sobre pilas de puentes, 17.2
sobre postes, 11.60
sobre tablaestacas, 7.90 a 7.94
sobre tubería, 7.97 a 7.99
sobre tuberías, 7.97 a 7.99
Tinas de baño, 15.81, 15.82, 15.85 a 15.87
Tiras de respaldo y sostén, 15.44, 15.45
Tobermorita, 5.2, 5.3
Tolvas con embudo, 7.69, 8.10
Ton:
carga, 23.19, 23.20
corta, 6.3
métrica, 23.19
refrigeración, 15.68
total, 23.19
Topes:
ciegos, 15.36
de agua, 8.17, 15.54
de fuego, 15.3
de puertas, 15.44, 15.45
divisorio, 15.33
Topografía, 12.1, 12.16 a 12.19, 23.18
Tormentas:
diseño, 21.81, 22.7
frecuencia de, 14.14, 16.27, 18.25, 21.84, 22.7
intensidad efectiva, 21.86
unitaria, 21.86
(*Vea también* Lluvia; Escurrimiento; Agua, tormenta)
Tornillos:
de cabeza cuadrada, 11.39, 11.45 a 11.49
para madera, 11.39, 11.45 a 11.49
para metal, 10.23, 10.24
Torones:
peso, 8.26
puente, 5.45
relajación de, 5.38
tendón, 8.25, 8.26
Torres:
de fuego en edificios, 15.3, 15.4
de puente, 17.34, 17.35, 17.36
Torsión (*vea* Cargas, torsionales; Esfuerzo torsional; Torsión, ángulo de)
Torsión, ángulo de, 6.14
Torsión:
centro de rotación en, 6.13
energía de, 6.10
esfuerzos por: 6.14, 8.52
de estructuración, 15.14, 15.15
(*Vea también* Cargas, torsionales; *materiales específicos*)
en canales, 6.15
en secciones circulares, 6.14
en secciones no circulares, 6.14
en tubos huecos, 6.14
en vigas I, 6.15
tipos de, 6.13
refuerzo por, 8.52, 8.53
rotación por, 6.14
y flexión, 6.13, 6.33, 8.52
Trabajo:
en frío, 5.28
mínimo, 6.54, 6.55
virtual, 6.52, 6.53
Trabajos de tierra: definición, 13.1
diagramas de masa para, 13.21, 13.22
(*Vea también* Tierra; Movimientos de tierra; Excavación)
Trabes:
acero estructural (*vea* Acero estructural, trabes de placas de)
anillo, 6.89, 6.99
arriostramiento, 9.51, 9.52, 17.18, 17.19, 17.48 a 17.52
atirantadas, 6.94, 17.24, 17.25, 17.26, 17.38 a 17.46
(*Vea también* Puentes atirantados)
cargas móviles, 6.46
concreto (*vea* Concreto precolado; Vigas de concreto; Concreto presforzado)
conexiones empalmadas, 9.28, 9.31, 9.56, 9.57, 9.59, 17.18, 17.19
cubierta, 17.10, 17.11, 17.12, 17.17, 17.18
de tablero inferior, 17.10, 17.12, 17.18, 17.19
(*Vea también* Vigas)
definición, 6.15
en caja, 17.15, 17.24
estructuración de cubiertas, 6.46
para puentes, 17.17 a 17.22
Trabes en caja de concreto, 17.60 a 17.64
Tracción, coeficiente de, 13.15, 13.16
Tractores, 13.2, 13.11 a 13.14, 13.18 a 13.21
Tramo de escalera, 15.55
Tránsito rápido (*vea* Sistemas de transporte por vía férrea; Ferrocarriles; Túneles)
Tránsito, nivelaciones, 12.9, 12.13, 12.14
Transmisibilidad, 21.89
Transportadores, 5.77
Transporte:
carretera (*vea* Carreteras; Calles)
facilidades de transferencia para, 14.39, 14.40
modelo de conmutador, 14.39
modos de, 14.37 a 14.40
planeación de, 14.39, 14.40
por agua, 14.40
por aire, 14.39, 14.40
(*Vea también* Aeronaves; Aeropuertos; Helicópteros; Helipuertos; PuertosSTOL)
riel (*vea* Sistemas de transporte por riel; Ferrocarriles)
sistema público avanzado (APTS), 16.67
Tratamiento de aguas de desecho:
aerobio, 22.25, 22.26, 22.35
(*Vea también* métodos de aereación para; por filtración; Eliminación de aguas de desecho, por irrigación; en estanques de oxidación)
anaerobio, 22.25
aplicaciones del cloro en, 22.60, 22.63
(*Vea también* desinfección en, *abajo*)
avanzado (terciario), 14.16, 22.30, 22.62, 22.63
biofiltros activados en, 22.60, 22.61
cámara preliminar de sedimentación, 22.32, 22.33
coagulación-sedimentación para, 22.62
completa (terciaria), 22.30
con biodiscos, 22.59, 22.60
con clarificadores (*vea* Sedimentación)
con contactores biológicos giratorios, 22.59, 22.60
con oxígeno, 22.42
(*Vea también* por estabilización de contacto; desinfección en; Lodos)
consideraciones en la selección de, 22.28
control de, 22.42
corte o esmerilado para, 22.31
definición, 22.30
desinfección en: clorinación para, 22.31, 22.41, 22.60
desarrollo del trihalometano en, 22.61
ozonación para, 22.61
ultravioleta, 22.61, 22.62
eficiencias de procesos para, 22.30
efluente de: BOD en, 22.26
COD en, 22.27
demanda de cloro en, 22.60
desclorinación de, 22.60
estabilidad de, 22.27, 22.30
tratadas parcialmente, 22.30
en estanques de oxidación, 22.35
en tanques de igualización, 22.63
en tanques Imhoff, 22.52, 22.53
en tanques sépticos, 14.17, 22.31 a 22.56
filtrado de, 22.31
físico-química, 22.62, 22.63
intercambio iónico en, 22.63
localización de instalaciones para, 14.32
localización de plantas para, 14.16
método para remover amoníaco gaseoso, 22.63
métodos de activación de lodos para:
métodos de lodos para:
proceso de bioactivación en, 22.42

proceso de biosorción en, 22.42
variaciones de aereación en, 22.42, 22.43
métodos de aereación para, 22.28, 22.35, 22.38
(*Vea también* métodos de activación de lodos para; por estabilización de contacto)
métodos de, 14.16, 14.17
nitrificación-denitrificación biológica, 22.63
oxígeno en, 22.24, 22.27, 22.42
para desechos industriales, 22.63 a 22.66
planeación de, 14.16, 14.17
por adsorción de carbono, 22.62, 22.63
por estabilización de contacto, 22.42, 22.43
por filtración (*vea* Filtros)
por irrigación, 22.35
precipitación química en, 22.34, 22.56
pretratamiento (preliminar) para, 22.30, 22.31
primario, 22.30, 22.47
proceso Kraus en, 22.42
reducción del nitrógeno en, 22.63
regionalización de, 14.16
rejillas para, 22.31
remoción de grasas en, 22.31
remoción del aceite en, 22.31
requerida legalmente, 22.28
secundaria, 14.16, 22.30, 22.35, 22.40, 22.42, 22.58 a 22.60
sedimentación en (*vea* Sedimentación)
tanques de despumación, 22.31
(*Vea también* Lodos; Eliminación de aguas de desecho)
Tratamiento del agua:
con carbono activado, 21.107
en depósitos, 21.110
métodos de purificación, 21.99 a 21.107
para prevenir la corrosión, 21.118, 21.119
para remoción del plomo, 21.107
para remover contaminantes inorgánicos, 21.108
por ablandamiento, 21.106
por almacenamiento, 21.99
por clarificación (*vea* Sedimentación)
por desinfección: con cloro, 21.107, 21.108
con ozono, 21.107
desarrollo del trihalometano en, 21.96, 21.107
(*Vea también* Desclorinación)
por filtración (*vea* Filtros)
por ionización (*vea* Desalinación; Zeolita)
por sedimentación (*vea* Sedimentación)
propósito de, 21.99
Trenes subterráneos; Túneles)
Triangulación, 12.12, 12.13
Trilateración, 12.13
Trincheras, 13.2 a 13.4
Trincheras, de fango, 7.82
Tsunamis, 23.2
Tubería forzada, 21.134
Tubo:
acero: acanalado, 10.34, 10.35, 10.40
especificaciones para, 9.3, 9.4
(*Vea también* Alcantarillas)
para grandes tuberías, 21.117
placa de, 10.35, 10.37, 10.40
alcantarilla (*vea* Drenaje; Alcantarillas)
alcantarillas (*vea* Alcantarillas)
características hidráulicas de, 22.10
corrosión de, 21.107, 21.117 a 21.120
de concreto, 21.117
de hierro fundido, 21.117
depósitos de carbonato en, 21.107
determinación del tamaño: para flujo de fluidos
(*vea* redes de; Fluidos, en tubos)
para agua de desecho, 15.80
para suministro de agua, 15.86, 15.87
para ventilación, 15.80, 15.83, 15.84
diámetro para costo mínimo, 21.117, 21.118
distribución de agua (*vea* Suministro de agua, distribución de)
equivalente, 21.114, 21.115
esfuerzos en, 6.9, 10.37, 10.39, 21.38, 21.39
espesor requerido de, 10.37
excavación para, 13.3, 13.4
factores de fricción para, 21.24
flujo en (*vea* Fluidos, en tubos)
forros para, 5.74
fuerzas de flujo en, 21.17, 21.39, 21.40
juntas en, 21.117
madera, 21.117
(*Vea también* Plomería)
materiales para, 8.72, 15.80, 15.84, 21.117
movimientos térmicos de, 21.39
para agua de desecho en edificios, 15.80
pérdidas de fricción en, 21.15, 21.16, 21.22 a 21.28
pilas, 3.24 a 3.29, 7.38
presión de onda en, 21.34 a 21.38
redes de, 21.24, 21.114 a 21.117
rugosidad de, 21.23 a 21.27
sifón invertido, 21.34
tuberculización, 21.117, 21.118
Tubos estructurales, 5.35, 5.36
Tuercas, pernos, 9.52, 9.66
Túneles:
agua, 20.21
alcantarilla, 20.22, 20.23
(*Vea también* Alcantarillas)
alineación de, 20.2 a 20.6
analizadores de monóxido de carbono, 20.16
arriostramiento para, 20.25 a 20.28
(*Vea también* forros para; soportes anulares para)
capacidad de tránsito, 20.6
cargas sobre, 20.24, 20.28, 20.34, 20.42
centro de control en, 20.18, 20.19
como sistemas, 1.2, 1.3
con galería de avance, 20.2, 20.25
contorno de pago, 20.25
control de tráfico, 20.18
cortar y cubrir, 20.22, 20.23
(*Vea también* Excavación)
detectores de fuego en, 20.18
diversión, 20.21, 20.22
drenaje en, 20.2, 20.3, 20.6, 20.20, 20.21
drenaje, 20.21, 20.22, 20.38
en materiales firmes, 20.29, 20.30
en roca, 20.24 a 20.29, 20.42
en suelo con flujo, 20.30
en terreno movedizo, 20.42
entrada, 20.21
equipo contra fuego, 20.7, 20.18, 20.19
excavación de: Método estadounidense, 20.30
con aire comprimido, 20.34 a 20.38
con escudos, 20.2, 20.31 a 20.38
(*Vea también* Escudos, tunelaje)
con galerías de acarreo, 20.2, 20.25, 20.29, 20.30
con máquinas perforadoras, 20.42
con placas de forro, 20.29, 20.30, 20.36
con tablaestaca de avance y postes, 20.29, 20.30
de frente total, 20.25
de pozos, 20.47
escape súbito de aire, 20.1, 20.34
escombrar el piso del túnel después de la voladora, 20.2
estándares y reglas de seguridad para, 20.8, 20.22, 20.36, 20.37
límite sobre, 20.25
método belga, 20.31
por métodos mineros, 20.29, 20.30
por voladura, 20.25
remoción de rocas, 20.2, 20.25
sistema austriaco, 20.30
tabiques para, 20.23, 20.24, 20.35, 20.36
forros para: concreto colado en el lugar, 20.29, 20.38, 20.39
(*Vea también* Concreto lanzado)
acero soldado, 20.41
anillo segmentado, 20.31 a 20.35, 20.38 a 20.41
Concreto lanzado (concreto rociado), 20.28, 20.29, 20.36
concreto precolado, 20.39, 20.40, 20.41
escudo, 20.1
esfuerzos en, 20.41, 20.42
hierro fundido, 20.38 a 20.41
revestimiento de madera, 20.2, 20.38

revestimientos para, 20.41
frente de, 20.2
fugas en, 20.20
(*Vea también* impermeabilización de)
galería auxiliar de, 20.2
galería de avance
iluminación de, 20.19, 20.20
impermeabilización de, 20.24
(*Vea también* a prueba de fugas)
(*Vea también* Sistemas)
investigaciones en el sitio, 20.7, 20.24, 20.25
luces de señales en, 20.7, 20.18
neblina en, 20.9, 20.12, 20.16
pavimentos en, 20.7
pendientes en, 20.2 a 20.6
presión de tierra sobre, 20.24, 20.28, 20.42
presión del agua sobre, 20.34
servicios de comunicación en, 20.7, 20.19
soportes anulares para, 20.27, 20.29
sujeción del techo por pernos, 20.27, 20.28
suministro de energía, 20.19
tareas ingenieriles en, 20.1
tolerancias en, 20.2 a 20.6
tubo inmerso, 20.42 a 20.48
túnel auxiliar de exploración geológica (*vea* túnel piloto)
túnel piloto o pequeño túnel auxiliar, 20.2,20.25
ventilación de: aire para, 20.7, 20.11
conductos para aire fresco, 20.13
ductos para, 20.13 a 20.18
edificios para, 20.13 a 20.14
en contrucción, 20.7
en emergencias de fuego, 20.8, 20.9, 20.12
necesidades de energía, 20.17, 20.18
para carreteras, 20.9 a 20.19
para control del escape de motores, 20.9 a 20.13
para ferrocarriles y tránsito rápido, 20.8,20.9
para trenes subterráneos, 19.24, 19.25, 20.24
pozos para relevo del aire, 20.9
propósitos de, 20.8
ventiladores para, 20.13 a 20.15
Turba, 7.5
Turbina Kaplan, 21.134, 21.135
Turbinas:
flujo axial, 21.134, 21.135
Francis, 21.134, 21.135
impulso, 21.133, 21.134
Kaplan (tipo hélice), 21.134, 21.135
prevención de la cavitación, 21.5
reacción, 21.133 a 21.136
Rueda Pelton, 21.134
Umbral, 15.44, 15.45
Umbrales, repisas:
de puerta, 15.44, 15.45
de ventana, 15.35, 15.36
Underwriters Laboratories, 10.26, 15.43, 15.44
Unión en bisel, 11.22, 11.49
Uretano (poliuretano), 5.63, 15.6
Uso de la tierra, planeación (*vea* Planeación, uso de la tierra)

Vagonetas basculantes, 19.2
Valor presente, 1.16, 1.17
Valores:
definición, 1.12
futuro, 1.16, 1.17
medidas de, 1.12 a 1.14
rescate, 1.15
(*Vea también* Valor presente)
Válvulas:
aislante, 21.123
aliviadoras de presión, 21.124
de aguja, 21.123, 21.124
de altura, 21.124
de compuerta de descarga, 21.123
de compuerta, 21.123
de control, 21.123, 21.124
de flotación, 22.20
de globo, 21.124
de mariposa, 21.123
de respiración, 21.124
de retención, 21.124
efectos de cierre de, 21.34 a 21.38
obturadora, 21.123
reguladoras de presión, 21.124
Vapor:
calentamiento con, 15.65, 15.66
calor en, 15.66
Vapores de sílice (*vea* Microsilicatos)
Vapores, 22.72
Vara, 12.3
Vecindario, planeación del (*vea* Planeación del vecindario)
Vectores, 6.59
Vena contraída, 21.30, 21.53, 21.60
Ventanas, 15.35 a 15.38
(*Vea también* Vidrio, ventanas; Encristalado)
Ventilación:
en edificios (*vea* Edificios, ventilación de)
en trenes subterráneos, 19.24, 19.25, 20.24
en túneles (*vea* Túneles, ventilación de)
Ventiladores, 20.13 a 20.15
Vermiculita, 9.63, 15.6
Vermiculite Association, 9.65
Vertedores: de saetín, 21.136
canal lateral, 21.136
cimacio, 21.136
compuertas de cresta para, 21.137, 21.138
curvas de clasificación del agua de descarga, 21.58, 21.59
de pozo con embocadura en forma de flor de campanilla, 21.136
propósitos de, 21.134, 21.135
sifón, 21.136, 21.137
sobreflujo, 21.135, 21.136
Vertedores:
altura, 21.67
aplicaciones, 21.67, 21.68
canal de aproximación a un, 21.67
canalizo, 22.35
con pilas en la parte superior, 21.71, 21.72
cresta, 21.67
de cresta aguda: aplicaciones, 21.67
definición, 21.67
en V (triangular), 21.68 a 21.70
rectangular, 21.68 a 21.70
sumergido (ahogado), 21.67
tasa de flujo sobre, 21.68 a 21.70
trapezoidal, 21.69, 21.70
de cresta no aguda: aplicaciones de, 21.67, 21.68, 21.70
cimacio, 21.72 a 21.75
de cresta ancha, 21.73, 21.75
de forma irregular, 21.75
definición, 21.67
sumergido (ahogado), 21.67, 21.72, 21.73
tasa de flujo sobre, 21.70 a 21.75
de descarga libre, 21.67
definición, 21.67
fórmula de Engels, 22.19
frontal, 21.68, 21.70, 21.72
lámina vertiente, 21.67, 21.68
lateral, 22.19
longitud efectiva, 21.68, 21.69, 21.71
para crecidas, 22.20
velocidad de aproximación, 21.67
Vías férreas (*vea* Ferrocarriles)
Vías:
agujas para, 19.1, 19.45
AREA, planes para, 19.47
componentes de, 19.33, 19.34, 19.35
corazón de la aguja, 19.43 a 19.47
cruces de, 19.44 a 19.48
cuerpo, 19.27
curvas para: grado de, 19.5, 19.28
curva de transición, 19.3, 19.19, 19.31, 19.32
entre la aguja y el corazón, 19.46
horizontal, 19.17, 19.19, 19.28 a 19.33, 20.4, 20.6
(*Vea también* curva de transición)
radio mínimo para, 19.17, 20.4, 20.6
rectificación de alineaciones con cordel, 19.56
vertical, 19.4, 19.19, 19.32, 19.33
de retorno, 19.27, 19.42 a 19.48
de transferencia, 19.8
definición, 19.8

distancia entre la punta de la aguja y la punta del corazón, 19.43, 19.46
durmientes para (*vea* Durmientes, ferrocarril)
en forma de Y, 19.8
(*Vea también* Ferrocarriles; Rieles)
en patios de clasificación, 19.8
en trenes subterráneos, 19.34, 19.35
ensanchamiento, 19.4
entrevía, 19.17, 19.18, 19.35
equipo, 19.8, 19.28
escalera, 19.27
escantillón indicador de nivel para la vía, 19.4
espaciamiento de, 19.18, 19.26 a 19.28
espacio entre dos durmientes sucesivos, 19.4
especial, 19.8
guardapiés para, 19.5
guardarrieles para, 19.5, 19.45 a 19.47
lateral, 19.8
líneas de guarda, 19.5, 19.47
lubricantes para, 19.62
monorriel, 19.34
placa de asiento, 19.35, 19.39
principal, 19.8
principales, 19.8
protección del ancho de vía, 19.2, 19.47
reparación de carros, 19.27, 19.29
retardador de vagones (vagones), 19.2, 19.6, 19.27
riel doble, 19.13, 19.33 a 19.37
sobreelevación de, 19.19, 19.30, 20.4
tangente, 19.8, 19.19, 19.20, 19.30, 19.35
tolerancias para, 17.1, 17.3, 19.49, 19.50, 20.2 a 20.6
(*Vea también* Túneles, tolerancias para)
vía a lo largo de un muelle, 19.8
vía de carga dentro de almacenes, 19.28
vía de cruzamiento, 19.3
vía de desviación, 19.4
vía de maniobras, 19.8
vía muerta, 19.8, 19.28
Vibración:
aislamiento contra, 5.75
amortiguamiento de: crítico, 6.114
con materiales resilientes, 15.89, 15.90
de Coulomb, 6.114, 6.115
efectos de, 6.112, 6.114
viscoso, 6.112, 6.114, 15.89, 15.90
amplitud de: decremento logarítmico de, 6.114
modal, 6.104
de cables, 6.99
de concreto, 8.11
de edificios, 9.12, 15.12
de máquinas desbalanceadas, 6.114, 6.115
de marcos rígidos, 6.105 a 6.107, 6.109 a 6.112
de vigas, 6.105 a 6.107, 6.109 a 6.112, 9.11
de voladuras, 13.31 a 13.36
en el rango plástico, 6.111, 6.112, 6.116, 6.117
en puentes, 9.12
esfuerzos de, 6.109
estado permanente, 6.114
formas características de, 6.104, 6.110, 6.116
frecuencia de, 6.102, A.3
método del análisis modal para, 6.110
modo normal de, 6.103, 6.110
para compactación de tierra, 7.112
periodo de, 6.102 a 6.107, 6.116, 15.12
resonante, 6.112 a 6.115
transitoria, 6.115
velocidad de, 13.32, 13.33
(*Vea también* Dinámica estructural; Ondas)
Vibroflotación, 7.109, 7.112
Vida de diseño, proyecto, 1.17
Vidrio:
a prueba de balas, 15.39
absorbedor de calor, 15.38, 15.39
compuestos de, 5.75, 15.39
corrugado, 15.38
empaques para, 15.41
espejo, 15.39
espumoso, 15.6
muros de, 15.33
puertas de, 15.39, 15.40, 15.45
razón de Poisson, 6.8
resistencia al viento, 15.40
revenido, 15.39
transmisión del sonido a través de, 15.89
ventanas: áreas máximas, 15.37, 15.38
áreas mínimas, 15.35
groser, 15.38, 15.40, 15.41
peso, 15.6
(*Vea también* Bloque de vidrio; Fibra de vidrio; Encristalado)
tipos, 15.37 a 15.41
Viento:
cargas de, 6.2, 6.44, 6.77, 6.79
diseño por, 6.78, 15.10, 15.11
intervalo medio de recurrencia, 6.2, 15.10
presión de la velocidad del, 15.10, 15.11
(*Vea también* Arriostramiento; Marcos; Marcos rígidos; Cargas; Muros)
sobre puentes, 17.5 a 17.7
velocidad básica, 15.10
Vierteaguas, 21.137
Vigas:
acero estructural (*vea* Acero estructural, vigas de)
aguja, 7.105, 7.106
apuntaladas, 6.64
arriostramientos en (*vea* Arriostramiento)
articulaciones plásticas, 6.80
asimétrica, 6.33
axialmente cargadas, 6.29
cargadas excéntricamente, 6.29
claro colgado, 6.16, 6.17
claro suspendido, 6.16, 6.17, 11.34
claros, 6.16, 8.32
combeo, 8.31, 11.34, 11.35
compuesto acero-concreto:
anchos efectivos, 9.44, 9.48
apuntalamiento, 9.44, 9.46, 9.47, 17.22
características, 9.43, 9.44, 17.19 a 17.22
con conectores de cortante, 9.45 a 9.50, 17.19, 17.22
con cubiertas de acero formado en frío, 9.46
con revestimiento de concreto, 9.44
continua, 9.45, 9.46
diseño de losas (*vea* Losas del concreto, en una dirección)
efecto del flujo plástico, 9.47, 9.48
efectos de contracción, 9.47
esfuerzos, 9.44, 9.47, 9.48, 17.22, 17.23
parcial, 9.46
razón modular, 17.22
razones claro-altura, 9.47
secciones transformadas, 9.44
con momentos aplicados en los extremos, 6.55, 6.56, 6.62, 6.63, 6.69, 6.70
con voladizos, 6.16, 6.17 a 6.18
concreto (*vea* Vigas de concreto)
conjugada, 6.27 a 6.28
continuas: momentos flexionantes en (*vea* Momentos Flexionantes)
características, 6.62
carga para momentos máximos, 6.73 a 6.75
definición, 6.15
deflexión de soportes, 6.65, 6.66, 6.67 a 6.70, 6.75 a 6.79
distribución de momentos, 6.62
ecuaciones matriciales, 6.61, 6.62
ecuaciones pendiente-desviación, 6.67 a 6.70
factores de distribución, 6.70
factores de transporte para, 6.63
factores para influencia de momentos, 6.75
líneas de influencia, 6.57, 6.58
métodos de superposición, 6.58
reacciones, 6.61, 6.62
redistribución de momentos, 6.80
rigidez (*vea* empotramiento)
cortante (*vea* simple, cortante; Cortante)
curvas elásticas de: para deflexiones, 6.25, 6.26, 6.30 a 6.32
como líneas de influencia, 6.57
curvas, 6.33, 6.34

curvatura de, 6.25, 6.80, 6.81
de fachada, 15.3, 15.25
definición, 6.1, 6.2
deflexiones (*vea* Deflexiones)
deformaciones unitarias, 6.22 a 6.25, 6.79, 6.80
desviación tangencial, 6.26, 6.27
determinado: análisis de (*vea* en voladizo; claro colgado; simple, *abajo*; con voladizos; Momentos flexionantes; Reacciones, Cortante)
definición, 6.15
efectos del impacto, 6.107
eje de flexión de, 6.29, 6.33
ejes principales, 6.23, 6.33
empalmes (*vea* Conexiones, empalme)
empotramiento: factores de transporte para, 6.63
con soportes deflexionados, 6.65 a 6.66
definición, 6.15, 6.64
movimiento vibratorio, 6.110
rigidez, 6.63, 6.64
soportes, 6.15, 6.64
teoría plástica, 6.80, 6.115, 6.116
en voladizo, 6.16, 6.17
(*Vea también* claro colgado)
energía en, 6.10, 6.55, 6.56
esfuerzos, 6.22 a 6.25
en el intervalo plástico, 6.79, 6.80
por cargas axiales y de flexión, 6.29
por cargas excéntricas, 6.29
por cargas repentinas, 6.107
por cortante, 6.25
por flexión asimétrica, 6.27
por flexión y cortante, 6.25
por flexión, 6.18, 6.22 a 6.25
por impacto, 6.107
por la fórmula de la flexión, 6.23, 6.29, 6.33, 6.79
por vibraciones, 6.109
(*Vea también* compuesto de acero-concreto, *arriba*)
tipos, 6.18
factores de transporte para: empotramientos, 6.63
soportes articulados, 6.63
flexibilidad (*vea* Matrices, flexibilidad)
formado en frío (*vea* Perfiles formados en frío)
fuerzas internas, 6.17
grado, 8.69
indeterminado: análisis de (*vea* continuas; empotrada; Momentos flexionantes; Métodos de elementos finitos; Reacciones; Marcos rígidos; Cortante)
definición, 6.16
límites de distorsión angular, 7.25
líneas de influencia, 6.20, 6.21, 6.57, 6.58
longitud no soportada, 11.18
madera (*vea* Madera, vigas de)
(*Vea también* Trabes; Largueros; *materiales específicos, por ejemplo,* Vigas de concreto)
momentos flexionantes (*vea* Momentos flexionantes)
movimiento vibratorio, 6.105 a 6.107, 6.109 a 6.112
pandeo (*vea* Arriostramiento; Pandeo)
pendiente, 6.25, 6.35
(*Vea* también Rotaciones, extremas)
piso: en puentes, 17.16, 17.17, 17.26
definición, 6.15
en edificios, 9.51
reacciones: para cargas dinámicas, 6.116, 6.117
para cargas estáticas, 6.15 a 6.18
resistencia última (*vea* teoría plástica)
restricción, 6.15
rigidez, 8.55
(*Vea también* empotramiento)
rigidización, 17.32, 17.34, 17.47
rotación de extremo en (*vea* simple, rotación de extremo; pendiente de; Rotaciones, extremo)
simple: momentos flexionantes (*vea* Momentos flexionantes)
conjugada, 6.27 a 6.28
cortante (*vea* Cortante y *materiales específicos, como* Concreto; Acero estructural)
definición, 6.15
líneas de influencia, 6.20, 6.21
movimiento vibratorio, 6.102
reacciones (*vea* Reacciones)
rotaciones extremas (*vea* Rotaciones, extremas)
soldadura blanda, 7.76, 7.81 a 7.85, 20.23
superficie neutra, 6.18, 6.22 a 6.24, 6.29
techo, 6.15, 11.51, 11.52, 15.20
teoría elástica para, 6.22 a 6.35
(*Vea también* continuas; empotradas, *abajo*; Vigas de concreto, diseño por esfuerzos de; Columnas de concreto, diseño por esfuerzos de; Acero estructural, teoría de diseño elástico para)
teoría plástica para, 6.79, 6.80
(*Vea también* Vigas de concreto, diseño por resistencia; Columnas de concreto, diseño por resistencia; Diseño plástico, teoría; Acero estructural, LRFD)
viga reforzada de barrera, 16.12
Vigas de alma abierta, 10.30
Vigas de concreto:
sección transformada, 8.35, 8.36, 8.44
(*Vea también* Vigas; Concreto)
T, 8.50 a 8.52, 17.56 a 17.60
(*Vea también* cortante en; diseño por resistencia; diseño por esfuerzos permisibles)
torsión en (*vea* Concreto, torsión en)
ancho efectivo de patín, 8.51, I, 8.50 a 8.52
(*Vea también* cortante en; diseño por resistencia; esfuerzo de diseño)
capacidad de carga, 8.32, 8.33
claros, 8.32
con barras de compresión, 8.46 a 8.49
(*Vea también* cortante en; diseño por resistencia; esfuerzo de diseño)
continuas: momentos de extremo de diseño, 8.32
claros, 8.32
redistribución de esfuerzos, 8.33
control de grietas, 8.34
cortante en: factor de reducción de capacidad, 8.40
diseño máximo, 8.40
esfuerzos por, 8.45, 8.52
refuerzo, 8.40, 8.41, 8.45, 8.46, 8.52, 8.53
deflexiones, 8.37, 8.38
diseño por esfuerzos permisibles, 8.36
ancho efectivo del patín, 8.50
cortante en (*vea* cortante)
distribución del esfuerzo y la deformación unitaria, 8.35, 8.45, 8.49
(*Vea también* I; rectangular; cortante en; T)
hipótesis, 8.35, 8.36, 8.44
límites del refuerzo, 8.44
resistencia por momento, 8.45, 8.49, 8.50, 8.52
diseño por resistencia: hipótesis, 8.33, 8.34, 8.38, 8.39
capacidad por momento, 8.39, 8.47, 8.49
cargas de diseño, 8.34, 8.35
cortante en (*vea* cortante en)
distribución del esfuerzo y la deformación unitaria, 8.33, 8.39
(*Vea también* I; rectangular; cortante en; T)
factores de carga, 8.35, 8.36
factores de reducción de capacidad, 8.35, 8.40
límites del refuerzo, 8.39, 8.47, 8.49
refuerzo balanceado, 8.39
esfuerzos premisibles, 8.36
límites de deflexión, 8.38
momento de agrietamiento, 8.38
momento de inercia, 8.37, 8.38
peraltada, 8.35, 8.98
presforzada (*vea* Concreto presforzado)
rectangular, diseño de, 8.38 a 8.50
(*Vea también* diseño por resistencia; esfuerzo de diseño)

refuerzo (*vea* Refuerzo; Estribos; Tirantes)
tensión diagonal, 8.52
(*Vea también* cortante en)
Vigueta longitudinal, 11.50, 11.51
Vinilos, 5.65, 15.27
Viscoelasticidad, 6.4, 9.2
Viscosidad, 21.5
Viviendas:
planeación de, 14.24 a 14.27
rehabilitación de, 14.45
remoción de, 14.45
sistemas estructurales para, 15.17, 15.20, 15.22
(*Vea también* Edificios, sistemas estructurales para)
tipos de, 14.24
Voladizos, 6.16, 6.17
(*Vea también* Vigas, claro colgante)
Voladura (*vea* Explosivos; Roca, voladura de)

Watts, 15.67, 15.73
Westergaard, distribución de esfuerzos de, 7.30

Yeso, 5.2, 5.8, 15.6, 15.7, 15.8
(*Vea también* Enlucido de yeso)
Yeso, 5.8

Zanja de préstamo, 13.2
Zapatas:
aisladas, 7.23, 8.86 a 8.93
arriostramiento, 7.30
asentamiento (*vea* Cimentaciones, asentamiento de; Rocas; Suelos, sin cohesión; cohesivos)
capacidad de carga (*vea* Suelos, presiones permisibles en; Suelos, capacidad de apoyo)
cargadas excéntricamente, 7.28, 7.29
columna sola, 8.87 a 8.90
(*Vea también* transferencia de esfuerzos de columnas)
combinadas, 7.24, 8.86, 8.88, 8.91, 8.92
con pendiente, 8.88 a 8.90
continuas (*vea* franja)
contratrabe de, 7.24, 8.86, 8.87, 8.91 a 8.93
cortante, 8.87 a 8.90, 8.93
de muro, 7.24, 7.25, 8.86 a 8.88
(*Vea también* Cimentaciones; Suelos)
diseño, 8.86, 8.89
(*Vea también* refuerzo de; Vigas de concreto)
en voladizo, 7.24, 8.86, 8.88, 8.92, 8.93
escalonadas, 8.88 a 8.90
esfuerzo de apoyo, 8.88, 8.89
esfuerzos del suelo bajo, 7.27, 7.28, 7.29, 7.30, 8.86
espesor mínimo, 8.88
espigas, 8.41, 8.85 a 8.88
estribos (marcos), 8.97
excavación, 13.2
factores de seguridad, 7.25, 7.27 a 7.30
franja, 7.24, 7.25, 8.86 a 8.88
losa continua de cimentación (de balsa o flotante), 7.24, 8.86, 8.87
momentos máximos, 8.88, 8.89, 8.92
pedestal, 8.87 a 8.90
pila, 8.87, 8.88, 8.93
(*Vea también* Hincado de pilas; Pilas)
preprobada, 7.108
profundidad mínima bajo la rasante, 7.25
propósitos, 7.23, 7.24
punta, 8.81 a 8.85
refuerzo, 8.87 a 8.92
resistencia a la fricción, 7.30
resistencia al empuje, 8.96
resistencia horizontal, 7.30
talón, 8.81 a 8.85
tipos, 7.23, 7.24
transferencia de esfuerzos de columnas, 8.87 a 8.88
Zeolita, 21.107, 22.63
Zinc, 15.9
Zonificación:
administración de, 14.3
mapas para, 14.41, 14.44
para aeropuertos, 15.2, 18.7, 18.13
para control del uso del suelo, 14.24, 14.29, 14.30
para edificios, 14.23, 15.1, 15.2
para fines estéticos, 14.23
para la industria, 14.30
para llanuras de inundación, 14.14
propósitos de, 14.23, 14.41, 15.1, 15.2
(*Vea también* Reglas de subdivisión)sobrezonificación por, 14.29, 14.30

OTROS LIBROS DE INTERÉS DE MCGRAW-HILL

TRATAMIENTO DE AGUAS

MANUAL DE INCRUSTACIÓN Y CORROSIÓN POR AGUA, 3 TOMOS
HERRO/LANE
Estas obras cubren a fondo los problemas de corrosión que ocurren en los sistemas del tratamiento de agua potable y caliente domésticas, acondicionamiento del aire y enfriamiento por agua, tratamiento de agua externa, sistemas de tubería, conductos de plomería y mantenimiento hidráulico de un edificio. Trata además la problemática relacionada con calderas, incluyendo fallas de virtualmente todas las presiones y de todo tipo de construcción, así como fallas en casi todas las partes de la caldera y en áreas de pre y postcalentamiento.
ISBN 610-0918-5 752 págs.
ISBN Libro calderas 610-1345-8 294 págs.

MANUAL DEL AGUA, *SU NATURALEZA, TRATAMIENTO Y APLICACIONES,* **3 TOMOS**
NALCO
Este manual es imprescindible para los profesionales que necesitan información acerca de las relaciones entre el agua y sus propias actividades especializadas: arquitectos, superintendentes de servicios públicos, ingenieros civiles, administradores ambientales, etc. También puede servir como libro de texto o de referencia para aquellos que estudian carreras en ciencias del agua o ambientales. Contiene cientos de figuras y tablas que lo hacen el más valioso manual del tema del agua.
ISBN 968-422-515-6 802 págs.

INGENIERÍA DE AGUAS RESIDUALES, 3 TOMOS
METCALF & EDDY
Es una obra de referencia en el análisis y diseño de instalaciones de aguas residuales con todos los cambios que se han producido en este campo durante los últimos diez años. Incluye diagramas y tablas e información completamente actualizada. Los temas que se toman en cuenta son por un lado la ingeniería de aguas residuales, su análisis, diseño de instalaciones, tratamiento, así como su posible reutilización y por otro lado la planeación, evaluación, construcción, operación y mantenimiento de los sistemas de control.
ISBN 610-1004-3 1485 págs.

TRATAMIENTO DEL AGUA POR PROCESOS DE MEMBRANA
AWWA
Obra dirigida a todas las personas interesadas en la tecnología de membranas. Los temas incluyen los principios del proceso de membranas, su rendimiento, aplicaciones prácticas, diseño, operaciones y economía. Expertos reconocidos han colaborado para producir este manual comprensivo sobre la aplicación del proceso de membranas para el suministro de agua potable.
ISBN 84-481-1206-7 837 págs.

GESTIÓN DE RESIDUOS TÓXICOS
LAGREGA

Este libro le muestra al usuario cómo la ciencia y la técnica trabajan juntas en la identificación y corrección de las amenazas a la salud humana y al medio ambiente; aborda temas como: una visión general de algunos de los episodios históricos de contaminación tóxica, las definiciones de residuos peligrosos, magnitud del problema, ética ambiental, prácticas actuales de gestión de residuos tóxicos en la industria como: auditorías ambientales, prevención de la contaminación e instalaciones operativas y de tratamiento in situ.

ISBN 481-0713-6 1316 págs.

MANUAL DE AUDITORÍA MEDIOAMBIENTAL, HIGIENE Y SEGURIDAD, 2 ED.
HARRISON

En esta obra se reflejan los nuevos avances en los procesos y técnicas de auditoría que se han desarrollado en E.U. y Europa no sólo para ofrecérselos al auditor ambiental y al responsable de medio ambiente, sino también a toda persona con responsabilidades en el cumplimiento de la legislación y de la política ambiental de la compañía, desde los mandos intermedios de instalaciones industriales a los responsables de relaciones públicas o a los consultores de empresas.

PREGUNTE POR EL SUPLEMENTO.

ISBN 010-1402-2 676 págs.

INGENIERÍA DE CONTROL DE LA CONTAMINACIÓN DEL AIRE
DENEVERS

Este libro ofrece una cobertura muy amplia, general y específica en el campo de la contaminación del aire desde una diferente perspectiva de ingeniería, y ofrece bastantes ejemplos que auxilian al usuario a visualizar la magnitud del problema y dimensionarlo a gran escala y cómo aplicar los tratamientos teóricos presentados. La mitad del libro abarca temas que son el respaldo para la selección de dispositivos de control específicos, otra parte del libro presenta información de los efectos de la contaminación del aire, la estructura de las regulaciones de control de E.U., modelos atmosféricos y otros temas.

ISBN 970-10-1682-3 546 págs.

INGENIERÍA DE DISEÑO MEDIOAMBIENTAL, DESARROLLO INTEGRAL DE PRODUCTOS Y PROCESOS ECOEFICIENTES
FIKSEL

Este libro analiza una nueva manera de rentabilizar y mejorar el medio ambiente. Es una guía de vanguardia que enseña cómo el DFE (Design for Environment), proporciona una enfoque práctico y eficaz del ciclo de vida para poder desarrollar nuevos productos y procesos, teniendo en cuenta el medio ambiente, la salud y la seguridad humana.

ISBN 481-0752-7 512 págs.

MANUAL DE PREVENCIÓN DE LA CONTAMINACIÓN INDUSTRIAL
FREEMAN

Esta guía definitiva le mostrará la forma de poner en práctica una estrategia ambiental de prevención de la contaminación para prevenir la contaminación en lugar de sólo tratarla. Esta guía esencial presenta las técnicas de prevención de la contaminación para 16 áreas industriales específicas, entre las que se incluyen: biotecnología, electrónica, compuestos para automotores, fundiciones, generación de energía, fabricación de productos de metal, de productos químicos, refinación de petróleo y textiles, además de una útil lista de organizaciones y fuentes de información sobre la prevención de la contaminación.

ISBN 970-10-1889-3 943 págs.

MANUAL McGRAW-HILL DE RECICLAJE, 2 TOMOS
LUND
Este compendio de trabajos de más de 55 expertos cubre todos los aspectos del reciclaje y los materiales reciclables más importantes, además de que el autor hace una disertación sobre la recolección, separación, comercialización, reutilización, costos, problemas y soluciones. Además trata todo lo relacionado al diseño de instalaciones, equipos de reciclaje, centros de recolección selectiva, centros de recompra, estaciones de transferencia, instalaciones para la recuperación de materiales y la incorporación del reciclaje en los vertederos e incineradores; al final del libro se plantean casos reales.
ISBN 481-0750-0 1304 págs.

GESTIÓN INTEGRAL DE RESIDUOS SÓLIDOS, 2 TOMOS
TCHOBANOGLOUS
Este libro está dirigido a todos los implicados en la gestión de los residuos sólidos; los autores combinan el rigor científico, los principios de ingeniería, los datos y las fórmulas científicas con las cuestiones contemporáneas de la gestión de residuos, Aporta así mismo, datos y ejemplos y es por ello un manual de gran utilidad con el planteamiento didáctico de un libro de texto. El libro incluye más de 530 ilustraciones, gráficas, diagramas y apéndices muy valiosos. La metodología y la organización de la obra coincide con los principios que guían actualmente las estrategias de las políticas de residuos de organismos internacionales.
ISBN E81-1766-2 1107 págs.

MANUAL DE MEDIDAS ACÚSTICAS Y CONTROL DEL RUIDO, 3A ED.
HARRIS
Esta obra es la referencia clásica para el análisis y solución de los problemas relacionados con el ruido; en esta edición se incluyen los más recientes avances en medidas acústicas. Incluye diagramas y tablas, emplea terminología uniforme, símbolos y abreviaturas aceptadas internacionalmente, además de la participación de 76 expertos norteamericanos y de otros países. Los principales conceptos manejados se agrupan de la siguiente manera: Propiedad y propagación de las ondas sonoras, Instrumentación de medida, Técnicas de medida del sonido, Análisis del sonido, Vibración y criterio, Características auditivas, etc.
ISBN 610-1008-6 1300 págs.

MANUAL DE EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL
LARRY W. CANTER
Guía completa para la realización de estudios de impacto ambiental; trata no sólo las técnicas de estimación y evaluación de impactos en cada área temática del medio ambiente, sino también los diferentes métodos de evaluación, vigilancia ambiental y las técnicas de gestión pública. Este libro es indispensable para los profesionales y técnicos relacionados con el medio ambiente.
ISBN 84-481-1251-2 841 págs.

CALIDAD

MANUAL DE CONTROL DE LA CALIDAD EN LA INGENIERÍA, 2 TOMOS
PYZDEK
Este libro ayuda al conocimiento general sobre el área de la calidad, enfatizando su utilidad en la práctica; incluye el sistema de calidad total TQS, que asegura un proceso continuo de mejora mientras se ponen en práctica las políticas establecidas por la administración ejecutiva; compara las contribuciones de Estados Unidos y Japón al control de calidad que son: compromiso con la gerencia, participación de los empleados, apoyo de la organización y reevaluación de los sistemas sociales.
ISBN: 610-0861-8 617 págs.

MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD, 2 TOMOS
JURAN
Este manual en su cuarta edición revisada, ofrece una referencia calificada de información y conocimiento que los ejecutivos de hoy necesitan para mantener la calidad de sus productos y servicios a nivel mundial a un mínimo costo. El apoyo directo de esta obra le permitirá entre otras cosas, cuantificar con claridad los puntos fuertes y las áreas susceptibles de mejoría en su empresa, para que, sirviendo de diagnóstico, oriente continuamente el plan general de acción de la compañía y ayude a establecer coherentemente las prioridades.
ISBN: E81-0055-7 1740 págs.

ANÁLISIS Y PLANEACIÓN DE LA CALIDAD, 3a ED.
JURAN
Este es un libro de texto sobre el logro de la satisfacción del cliente. A diferencia de otros rechaza el concepto de que el control de la calidad es en esencia un conjunto de técnicas estadísticas. En lugar de eso desarrolla el punto de vista de que la calidad del producto y del servicio requieren conceptos administrativos, tecnológicos y estadísticos para todas las funciones de una organización. Esta tercera edición explica conceptos tales como administración, estrategia de la calidad, comparaciones competitivas, función despliegue de calidad, equipos autoadministrados, adiestramiento del empleado, gráficas de control de zona, diagramas de caja y otros más. También analiza los avances que se han logrado al aplicar estos conceptos a las empresas de servicio. La obra incluye capítulos sobre conceptos estadísticos y problemas que reflejan el mundo real fuera del salón de clase.
ISBN: 010-0612-7 633 págs.

CALIDAD TOTAL Y PRODUCTIVIDAD
GUTIÉRREZ
Los esfuerzos tendientes a mejorar la calidad y la productividad deben estar encaminados a lograr que el equipo directivo entienda cuál es el estado actual de la empresa, por qué debe cambiar y hacia dónde debe dirigirse. Para que haya claridad en lo anterior y calidad en las estrategias, es importante conocer tres aspectos de la calidad: qué es, cómo y con qué se puede lograr. Así, la presente obra proporciona una visión en conjunto de estos tres factores: Conceptos y la teoría de la calidad total, Herramientas básicas para la calidad y Cómo estructurar un proceso concreto de transformación hacia la calidad total. Está dedicada a los tres puntos que complementan la calidad total ISO 9000, Muestreo de aceptación y Reingeniería.
ISBN: 010-1332-8 403 págs.

MANUAL DE EVALUACIÓN Y ADMINISTRACIÓN DE RIESGOS
KOLLURU
Esta obra proporciona al usuario los conceptos básicos para acelerar los cuestionamientos sobre medio ambiente, salud y seguridad industrial; cómo reducir o incluso prevenir la responsabilidad con una administración de riesgos adecuada; cómo alcanzar calidad mundial y un desempeño sustentable; asimismo, cómo lograr comunicación efectiva de los objetivos y de los riegos medioambientales, así como integrar la administración de los riesgos dentro de la planeación normal del negocio y mejorar las metas planteadas.
ISBN 970-10-1958-X 712 págs.

MANUAL PARA PLANIFICAR LA ADMINISTRACIÓN DE EMERGENCIAS
SIKICH
Prepárese para manejar las emergencias en los ambientes de trabajo actuales y en otros escenarios con este manual de acción rápida. Proporciona una guía muy vasta de administración y planificación de emergencias para todo tipo de industrias de manufactura, proceso y servicio. Usted tendrá acceso a ejemplos de programas comprobados de capacitación, alcance público, auditorías y acatamiento legal. Aquí encontrará todo lo que necesita para prepararse para las consecuencias de cualquier situación de crisis y cómo controlarla.
ISBN: 970-10-1832-X 485 págs.

CONTROL DE CALIDAD TOTAL
SOIN
Este libro es útil para el administrador o el ingeniero ya que dice cómo enfocar efectivamente los esfuerzos de su empresa en la implantación de los métodos de TQC como un camino para ser competitivos en el mercado. Muestra cómo aplicar el famoso proceso de la planeación Hoshin Kanri utilizado por la mayoría de las empresas japonesas que han ganado el premio Deming a la calidad, administrar las reclamaciones de los clientes, desarrollar un riguroso y exitoso círculo de calidad, administrar los procesos claves de manufactura, ventas o la organización de los servicios y auditar o repasar los esfuerzos de implantación del TQC.
ISBN 970-10-1343-3 305 págs.

FUNDAMENTOS DE LOS COSTOS DE LA CALIDAD, 2ª ED.
CAMPANELLA
El propósito de este libro es el de suministrar un entendimiento básico de los fundamentos de los costos de la calidad. Proveerá al usuario, tanto del área de manufactura como del área de servicios la suficiente comprensión para desarrollar e implantar un sistema de supervisión de costos de calidad ideal para las necesidades únicas de cada empresa. La intención es la de no afectar directamente los sistemas de contabilidad de costos de la empresa, pero sí poder llegar a sugerir ideas que aumenten la efectividad de toda la administración financiera.
ISBN 970-10-1781-1 157 págs.

NORMAS ISO

PREPARE A SU EMPRESA PARA EL SISTEMA DE CALIDAD QS-9000, GUÍA PARA LA INDUSTRIA AUTOMOTRIZ, 2 ED.
CLEMENTS
Este libro es lectura obligada para toda persona cuya empresa ya sea o pretende ser proveedora de las compañías Ford, Chrysler, General Motors y algunas otras empresas participantes de estos programas de calidad que complementan todo lo relacionado con ISO 9000. Con la lectura de este libro el usuario podrá conocer qué implican los conceptos QS-9000, cómo las normas ISO 9000 juegan un papel importante en la formación de QS-9000, quiénes son los principales protagonistas en el esquema de acreditamiento de estas normas, dónde obtener información adicional acerca de la implantación de las normas, etc.
ISBN 610-1341-7 104 págs.

DOCUMENTACIÓN DE CALIDAD PARA ISO 9000 Y OTRAS NORMAS DE LA INDUSTRIA
MACLEAN
Es un libro que deben de tener todas las organizaciones de pequeño a mediano tamaño que se interesan en obtener el registro ISO y otros certificados industriales; contiene una guía detallada sobre la forma de documentar los sistemas de calidad, incluye diagramas de flujo y documentos que ayudan a crear un conjunto de procedimientos administrativos para poner en movimiento un programa de calidad y ayuda a eliminar las aprensiones acerca de la documentación de procedimientos y políticas formales.
ISBN 610-0917-7 278 págs.

GUÍA PARA IMPLANTAR LA NORMA ISO 9000, PARA EMPRESAS DE TODOS TIPOS Y TAMAÑOS
TABLA
Este libro ayuda al lector a definir y a implantar un sistema de aseguramiento de calidad para su empresa; a establecer los mecanismos de interacción, operación y responsabilidades del personal para administrar los procesos que son importantes para mostrar evidencias de que se ha establecido el sistema de calidad en la empresa o institución; requisitos, explicaciones y ejemplos que orientan al lector para definir, desarrollar e implantar el sistema de aseguramiento de calidad; conocer los fundamentos del porqué es necesario desarrollar el sistema, sus alcances y beneficios y técnicas para realizar el control de los procesos administrativos y operativos de la empresa o institución.
ISBN 970-10-1782-X 387 págs.

ISO 9000 QS-9000 ISO 14000 NORMAS INTERNACIONALES DE ADMINISTRACIÓN DE CALIDAD, SISTEMAS DE CALIDAD Y SISTEMAS AMBIENTALES
GONZÁLEZ
Este libro responde de manera práctica a todas las preguntas (¿dónde?, ¿por qué?, ¿cómo?) que surgen cuando se quiere conseguir la certificación deseada por las compañías e instituciones. Este libro de contenido amplio de los temas ISO 9000, QS 9000 e ISO 14000 incluye un plan maestro para conseguir la certificación (Plan Kanri y Plan Nichijo Kanri).
ISBN 970-10-1905-9 574 págs.

GUÍA ISO 14000, LAS NUEVAS NORMAS INTERNACIONALES PARA LA ADMINISTRACIÓN AMBIENTAL
CASCIO
El concepto ISO 14000 viene a complementar las normas de calidad aplicables a la industria porque ahora no nada más hay que producir con calidad sino también hay que producir sin "Contaminar". Esta obra de referencia presenta un bosquejo histórico del desarrollo de ISO 14000, descripción detallada de cada uno de los aspectos esenciales, requerimientos de conformidad y papeles de los participantes, tips de ayuda para la implantación de todos los sistemas de administración de la norma, y un manual de ejemplo de la administración del medio ambiente.
ISBN 610-1342-5 224 págs.

MANUAL DE ISO 9000
PEACH
La tercera edición de este manual, que ha sido actualizada y aumentada, proporciona un análisis exhaustivo de las normas ISO 9000, QS 9000 e ISO 14000, junto con estrategias prácticas para su implantación. Presenta varias gráficas, tablas y listas de verificación que hacen que los principios de las normas de los sistemas de calidad sean fáciles de entender y de aplicar.
ISBN Próxima publicación

MANUAL DE ASEGURAMIENTO DE CALIDAD ISO 9000
JÁUREGUI
El libro tiene por objetivo describir el Sistema Total de Aseguramiento de Calidad de una empresa de acuerdo a la Norma ISO 9000; cuenta con importantes características como sencillez en la exposición del tema y es una gran herramienta para implementar un sistema de calidad apegado a ISO 9000. Antes de cada sección se encuentra el punto de la norma ISQ 9000 aplicable a cada sección, se compara el contenido de cada una de estas con los requisitos de la misma obra y por último incluye un apéndice (III) el cual muestra una tabla comparativa de los elementos de la norma ISO 9000.
ISBN: 970-10-1174-0 88 págs.