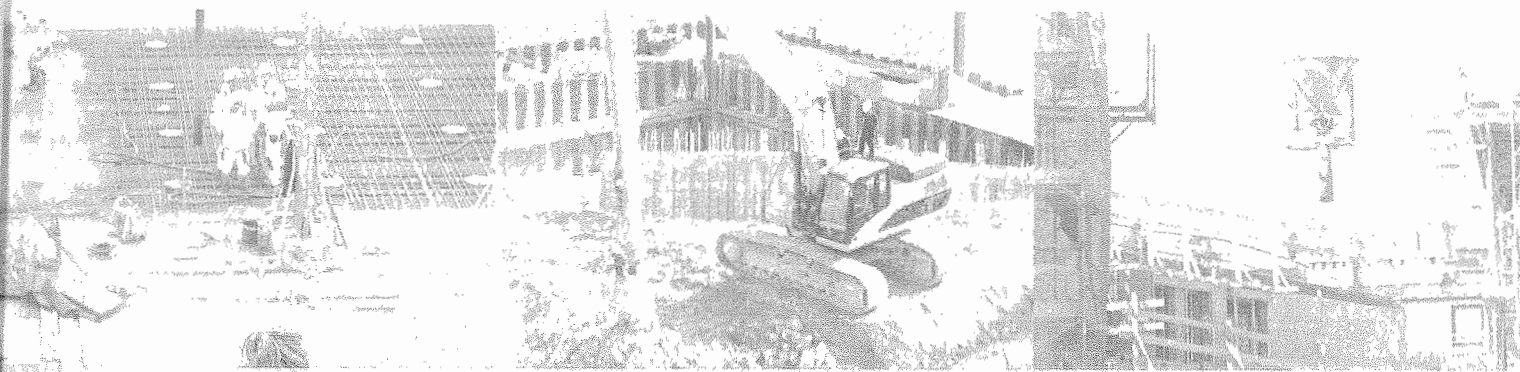


CIMENTACIONES

Diseño y construcción



M. J. Tomlinson

Con la colaboración de
R. Boorman

**EDITORIAL
TRILLAS**

México, Argentina, España
Colombia, Puerto Rico, Venezuela



ETAC

Universidad ETAC
CAMPUS COACALCO
BIBLIOTECA ETAC

Catalogación en la fuente

Tomlinson, M. J.

Cimentaciones : diseño y construcción. -- México : Trillas, 1996 (reimp. 2012).

555 p. : il. ; 27 cm

Traducción de: *Foundation Design and Construction*

Incluye bibliografías e índices

ISBN 978-968-24-5132-4

1. Cimientos. 2. Construcción. I. Boorman, R. II. t.

D- 624.15'T819c

LC- TA775'T6.2

2789

Título de esta obra en inglés:
Foundation Design
and Construction

División Administrativa,
Av. Río Churubusco 385,
Col. Gral. Pedro María Anaya,
C. P. 03340, México, D. F.
Tel. 56884233, FAX 56041364

Versión autorizada en español
de la publicación en inglés por
Longman Scientific & Technical
ISBN 0-58-28642-5

División Comercial,
Calzada de la Viga 1132,
C. P. 09439, México, D. F.
Tel. 56330995, FAX 56330870

La presentación y
disposición en conjunto de
CIMENTACIONES.

Diseño y construcción
son propiedad del editor.

www.trillas.com.mx

 Tienda en línea
www.etrillas.com.mx

Ninguna parte de
esta obra puede ser
reproducida o transmitida, mediante ningún
sistema o método, electrónico o mecánico
(incluyendo el fotocopiado, la grabación
o cualquier sistema de recuperación y
almacenamiento de información),
sin consentimiento
por escrito del editor

Miembro de la Cámara Nacional de
la Industria Editorial
Reg. núm. 158

Primera edición en español OM
ISBN 978-968-24-5132-4
♠ (SR, SA, SE)

Reimpresión, 2012

Derechos reservados en lengua española
© 1996, Editorial Trillas, S. A. de C. V.

Impreso en México
Printed in Mexico

Prefacio a la quinta edición

La revisión de esta edición consistió básicamente en actualizar todos los capítulos y relacionarlos con los descubrimientos recientes en ingeniería de cimentaciones. Incluye métodos para determinar la presión de soporte permisible y los asentamientos de cimentaciones en roca, así como las cargas permitidas sobre pilotes al manejarlos o taladrarlos en la roca.

Se emplean métodos de diseño por computadoras para ampliar el alcance de la ingeniería y facilitar la solución del mayor número posible de problemas complejos de interacción entre el suelo y la estructura. El autor agradece a Roger Boorman, BSc, MEng, MICE, FIStructE, de la empresa Wimpey Offshore Engineers and Constructors Limited, por sus contribuciones en el diseño asistido por computadora (CAD) y por mantener la "conexión Wimpey" a lo largo de las cinco ediciones de este libro.

Se incluyen algunos casos recientes, aunque el autor ha decidido mantener muchos ejemplos ya no tan recientes—algunos de ellos de hace más de 50 años—los cuales ilustran la enorme ingenuidad en la construcción de cimentaciones.

Se agradece a las siguientes entidades el permiso otorgado para la reproducción de ilustraciones, fotografías, etc.

Wimpey Group Services Ltd. Figuras 1.3, 1.18, 1.20, 1.24, 5.4, 5.7, 5.16, 6.30, 8.11, 8.19b, 9.3, 9.4, 9.11, 10.10, 10.20, 11.19, 11.20, 11.28, 11.34, 12.18

Crown Copyright: Controller of HM Stationary Office: Figuras 2.29, 3.5, 3.6, 9.41, 13.1, Tabla 3.1

English Drilling Equipment Co. Ltd: Figura 1.17

John Wiley & Sons Inc.: Figuras 1.21, 2.16a, 2.19, 6.7, 9.36, 11.10

Sociedad Geotécnica de Suecia (Swedish Geotechnical Society): Figura 1.11

Instituto Danés de Geotecnia (Danish Geotechnical Institute): Figuras 2.10, 2.12, 2.13, 7.33

Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones (International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering): Figuras 1.6, 2.17, 3.5, 3.6, 5.8, 9.35, 9.42

Pentech Press: Figuras 2.24, 2.36

Sociedad Norteamericana de Ingenieros Civiles (American Society of Civil Engineers): Figuras 2.31, 2.33, 2.55, 2.56, 2.57, 6.26, 7.14, 7.20, 7.42, 7.44, 7.48, 10.12

C. S. I. R. O. (Australia): Figura 3.4

Sociedad de Ingeniería del Medio Ambiente (The Society of Environmental Engineering): Figura 3.29

Butterworth & Co. (Editores) Ltd.: Figuras 2.53, 2.54, 10.27

(Institución de Ingenieros en Estructura. (The Institution of Structural Engineers): Figuras 5.12, 6.8, 12.20, 12.21

The Tudor Engineering Company: Figura 6.16

The Canadian Geotechnical Journal: Figuras 2.37, 7.16

Taylor Woodrow Construction: Figura 6.37

Universidad Duke: Figura 7.8

Geo Publications Ltd.: Figura 5.40

Pitman Books Limited: Figuras 6.39, 6.40

Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción (Construction Industry Research and Information Association): Figuras 5.31, 5.32, 5.39, 7.11

Departamento de Ingeniería de la Universidad de Cambridge: Figura 7.37

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics: Figuras 7.22

Redhurst Engineering Co. Ltd.: Figura 8.1
 C. E. T. Plant Ltd.: Figuras 8.2, 8.4, 8.7
 BSP International Foundations Ltd.: Figuras 8.3, 8.5, 8.6, 8.37
 Autoridades de Muelles y Puertos (Dock and Harbour Authority): Figuras 8.21, 8.39
 Soil Mechanics Ltd.: Figura 8.25
 Keilawarra Ltd.: Figura 8.26
 Raymond International Inc.: Figura 8.29
 West's Piling and Construction Ltd.: Figura 8.30
 Sir Robert McAlpine and Sons Ltd.: Figura 8.31
 Brendan Butler Ltd.: Figura 8.32
 Cementation Piling and Foundations Ltd.: Figuras 8.33, 10.26, 11.35
 Lilley Construction Co. Ltd.: Figura 8.33
 Engineering News Record: Figuras 6.27, 9.9, 11.32
 British Steel Corporation: Tablas 8.3, 10.1
 Speed-Shore (Reino Unido) Ltd.: Figura 9.20
 Edmund Nutall Sons & Co. (Londres) Ltd.: Figuras 6.39, 6.40, 9.33
 Instituto Geotécnico de Noruega (Norwegian Geotechnical Institute): Figura 9.37
 Columbia University Press: Figura 10.7

Pynford Ltd.: Figuras 12.11, 12.19
 Ove Arup and Partners: Figura 12.16
 Sociedad de Ingenieros Civiles de Boston (Boston Society of Civil Engineers): Tabla 2.4
 Universidad de Illinois: Tabla 2.5
 Estación experimental de vías navegables del Ejército de los Estados Unidos (U. S. Army Waterways Experiment Station): Figuras 7.43, 11.9
 Offshore Technology Conference: Figuras 7.45, 7.46, 7.51
 Institución de Normas de la Gran Bretaña (British Standards Institution): Extracto del CP3: Capítulo 5: Carga (las copias de éste y otros Códigos de Práctica a los cuales se hace referencia en el texto pueden obtenerse en el British Standards Institution, Park Street #2, Londres, W1A 2BS)
 Institución de Ingenieros Civiles (Institution of Civil Engineers): Las ilustraciones tomadas de sus publicaciones periódicas y actas, y de *Géotechnique*, aparecen enlistadas en la bibliografía al final de cada capítulo.

M. J. T.
 Isleworth
 (1986)

Prefacio a la primera edición

El ánimo del autor ha sido proporcionar a los ingenieros en ejercicio de su profesión un manual de métodos de diseño y construcción de cimentaciones. Esta obra no pretende ser un libro de texto de mecánica de suelos, aunque incluye ejemplos de las aplicaciones de esta ciencia en la ingeniería de cimentaciones. Los principios básicos de esta disciplina se explican brevemente; el lector deberá referirse a los libros de texto de la materia para conocer los fundamentos teóricos de ésta. Se espera que las limitaciones y dificultades de la mecánica de suelos queden claramente definidas—la excesiva confianza de la mecánica de suelos puede ser peligrosa si los diseños de cimentaciones están basados en datos inadecuados o en el uso de técnicas de investigación equivocadas.

El profesor Peck ha enlistado tres factores necesarios en la práctica de la ingeniería del subsuelo; estos son: el conocimiento de los antecedentes, la familiaridad con la mecánica de suelos y el conocimiento de la geología. En su opinión, el primero de estos aspectos es, con mucho, el más importante. En relación con la mecánica de suelos, afirma lo siguiente:

Los procedimientos actuales para calcular la capacidad de carga, los asentamientos o el factor de seguridad de un talud no son más que la aplicación (o el uso) del marco de la mecánica de suelos para organizar las experiencias. Si las técnicas de pruebas del suelo y las teorías no han dado resultados acordes con la experiencia y la observación de campo, éstas no deben adoptarse para usos prácticos generales. En realidad (o de hecho), los procedimientos son válidos y se justifican sólo en la medida en que han sido verificados por la experiencia. En este sentido, los procedimientos comunes de mecánica de suelos son simplemente

mecanismos de interpolación entre las experiencias específicas de muchos ingenieros en atención a la solución de nuestros problemas, o de aquellos que entran en el campo de la experiencia.

El autor ha incluido información sobre cimentaciones comunes, incluyendo el diseño —muy económico— de cimentaciones para casa-habitación, como una ayuda para arquitectos y constructores en el uso de las técnicas de investigación y construcción actuales. La aplicación de los principios de la mecánica de suelos en la capacidad de carga de todo tipo de cimentaciones con pilotes es una modalidad relativamente nueva, pero cuyas ventajas empiezan a ser reconocidas en relación con los métodos antiguos basados en la formulación dinámica, motivo por el cual este tema se desarrolla ampliamente en el presente libro. Se espera que la información proporcionada sobre cimentaciones con pilotes de largo diámetro sea útil para el diseño de cimentaciones de edificios altos. La experiencia en años recientes ha demostrado las ventajas económicas de estos pilotes de alta capacidad de carga sobre los de tipo convencional en los cuales las cargas pesadas de la cimentación tienen que ser soportadas.

La información básica de mecánica de suelos ha sido tomada principalmente del libro *Soil Mechanics in Engineering Practice*, de Terzaghi y Peck (John Wiley). Respecto a los problemas de construcción, el autor se basa en sus experiencias con la empresa George Wimpey & Co. Ltd., y agradece al doctor L. J. Murdock, DSc, MICE, gerente del laboratorio Central de la empresa, por otorgar el permiso para publicar esta información, junto con ilustraciones y fotografías. La información general sobre la práctica del diseño en Gran Bretaña ha sido obtenida del Código de Prácticas del

Institution of Civil Engineers Code of Practice No. 4, "Cimentaciones", con la amable anuencia de la Institución.

El autor agradece ampliamente a sus colegas por la ayuda y crítica que le brindaron durante la preparación de este libro, y especialmente a A. D. Rae, B. Sc., por la revisión del manuscrito y las pruebas, y al profesor H. O. Ireland, de la Universidad de Illinois, por la lectura crítica del manuscrito y la ase-

oría en lo que respecta a su aplicación en la práctica de la ingeniería en Estados Unidos de América. Las ilustraciones son obra de las señoras W. Alder y P. Payne.

M. J. T.
Amersham
(1963)

Índice de contenido

Prefacio a la quinta edición	5	2.8. Aplicabilidad de métodos computarizados al análisis y diseño de cimentaciones, 106
Prefacio a la primera edición	7	2.9. Ejemplos sobre el capítulo dos, 113
Cap. 1. Investigación del terreno y mecánica de suelos	13	Referencias bibliográficas, 122
1.0. Requerimientos generales, 13		
1.1. Información requerida de una investigación del terreno, 14		
1.2. Investigación de las fallas de cimentación en el terreno, 16		
1.3. Preparación de las perforaciones, 17		
1.4. Exploración en suelos, 19		
1.5. Exploración en rocas, 32		
1.6. Aguas subterráneas, 36		
1.7. Registros de perforaciones, 38		
1.8. Investigaciones para cimentaciones de obras sobre agua, 39		
1.9. Métodos geofísicos de investigación del terreno, 39		
1.10. Pruebas de suelos en laboratorio, 41		
1.11. Pruebas de rocas en laboratorio, 45		
1.12. Reporte de las obras de cimentación, 46		
1.13. Propiedades de cimentación de tipos de suelos, 48		
1.14. Propiedades de cimentación de las rocas, 53		
Referencias bibliográficas, 55		
Cap. 2. Principios generales del diseño de cimentaciones	57	
2.1. Tipos y definiciones de cimentaciones, 57		
2.2. Estimación de presiones de carga permisibles, 61		
2.3. Cálculos para la capacidad de carga final mediante métodos teóricos de mecánica de suelos, 62		
2.4. Estimación de presiones de carga, permisibles mediante métodos empíricos, 70		
2.5. Factores de seguridad, 77		
2.6. Asentamiento de cimentaciones, 77		
2.7. Asentamiento de cimentaciones sobre rocas, 102		
		Cap. 3. Diseño de cimentaciones en relación con los movimientos de tierra 125
		3.1. Movimientos de tierra, 125
		3.2. Movimientos de tierra debidos a la filtración de agua y a la erosión de la superficie, 132
		3.3. Movimientos de tierra debidos a vibraciones, 133
		3.4. Movimientos de tierra debidos al deslizamiento de laderas, 133
		3.5. Movimientos de tierra debidos al hundimiento de minería, 134
		3.6. Cimentaciones en terrenos rellenados, 146
		3.7. Cimentaciones para maquinaria, 148
		Referencias bibliográficas, 152
		Cap. 4. Cimentaciones profundas 155
		4.1. Determinación de presiones de carga permisibles, 155
		4.2. Diseño estructural y de construcción, 160
		4.3. Cimentaciones para columnas estructurales de acero, 170
		4.4. Cimentaciones emparrilladas, 170
		4.5. Losas de cimentación, 171
		4.6. Ejemplos en el capítulo 4, 175
		Referencias bibliográficas, 180
		Cap. 5. Losas de flotación y sótanos (cimentaciones de cajón) 181
		5.1. Principios generales de diseño, 181
		5.2. Efectos de arrastre en cimentaciones profundas, 182
		5.3. Losas de cimentaciones por flotación, 183
		5.4. Sótanos o cimentaciones de cajón, 188

5.5. Sótanos de pilotes, 199	
5.6. Pilotes para reducir asentamientos en losas piloteadas y en sótanos, 202	
5.7. Diseño estructural de losas de sótanos, 203	
5.8. Aplicación de métodos basados en computadoras para el diseño de losas y losas piloteadas, 208	
5.9. Sótanos impermeables, 215	
Referencias bibliográficas, 218	

Cap. 6. Cimentaciones con pilas y con cajones de excavación 221

6.1. Definiciones, 221	
6.2. Presiones de carga para cimentaciones con pilas y cajones de excavación, 221	
6.3. Diseño y construcción de cimentaciones con pilas, 224	
6.4. Diseño y construcción de cimentaciones de cajón, 227	
6.5. Construcción de cajones y métodos de hundimiento, 239	
6.6. Ejemplos de diseño y construcción de cajones, 248	
Referencias bibliográficas, 254	

Cap. 7. Cimentaciones sobre pilotes 1. Capacidad de soporte de pilotes y grupos de pilotes 257

7.1. Clasificación de pilotes, 257	
7.2. Comportamiento de pilotes y grupos de pilotes bajo carga, 258	
7.3. Definiciones de carga de falla en pilotes, 259	
7.4. Cálculo de cargas finales en pilotes aislados hincados sobre suelos no cohesivos, 260	
7.5. Cálculo de cargas últimas en pilotes hundidos a colados en sitio sobre suelos no cohesivos, 265	
7.6. Cálculo de cargas últimas en pilotes perforados y colados en sitio sobre suelos no cohesivos, 266	
7.7. Cargas últimas en pilotes hundidos en suelos cohesivos, 266	
7.8. Pilotes hundidos y colados en sitio sobre suelos cohesivos, 271	
7.9. Pilotes perforados y colados en sitio sobre suelos cohesivos, 271	
7.10. Cálculo de la capacidad de soporte de pilotes en suelos intermedios entre arena y arcilla y suelos estratificados, 274	
7.11. Capacidad de soporte de pilotes cimentados en roca, 274	
7.12. Pilotes en terraplén-fricción superficial negativa, 276	
7.13. Capacidad de soporte de grupos de pilotes, 279	
7.14. Diseño de pilotes axialmente cargados considerados como columnas, 285	
7.15. Pilotes que resisten levantamientos, 285	
7.16. Pilotes sujetos a cargas horizontales o inclinadas, 289	
7.17. Comportamiento de pilotes bajo cargas vibratorias, 296	
7.18. Métodos computarizados para predecir el comportamiento carga/deformación de un pilote aislado y de grupos de pilotes bajo carga axial y lateral, 297	

7.19. Cálculo de la capacidad de soporte y de la viabilidad de hincado mediante fórmulas dinámicas, 303	10.3
7.20. Procedimiento para correlacionar métodos estáticos de cálculo de la resistencia de pilotes con registros de hundimiento, 307	10.4
7.21. Ejemplos en el capítulo 7, 308	10.5
Referencias bibliográficas, 319	10.6

Cap. 8. Cimentaciones con pilotes 2. Diseño estructural y métodos de construcción 323

8.1. Clasificación de tipos de pilote, 323	
8.2. Equipo para el hundimiento de pilotes, 324	
8.3. Pilotes a chorro, 330	11.1
8.4. Hundimiento de pilotes por vibración, 331	11.2
8.5. Hundimiento de pilotes sobre agua, 331	11.3
8.6. Hundimiento de pilotes a través de suelo difícil, 332	11.4
8.7. Pilotes de prueba, 333	
8.8. Pilotes de madera, 337	11.5
8.9. Pilotes de concreto precolado, 339	
8.10. Unión de pilotes de concreto precolado, 345	11.6
8.11. Pilotes de concreto preesforzado, 346	
8.12. Pilotes de acero, 349	Ref
8.13. Tipos de pilotes hundidos y colados en sitio, 354	
8.14. Tipos de pilote perforado, 357	
8.15. Tipos de pilote compuesto, 366	
8.16. Diseño de cubiertas y de vigas de cubierta, 367	12.
8.17. Economía de las cimentaciones con pilotes, 370	12.
8.18. Elección del tipo de pilote, 371	
Referencias bibliográficas, 373	

Cap. 9. Construcción de cimentaciones 375

9.1. Preparación del sitio, 375	
9.2. Métodos de excavación, 376	
9.3. Estabilidad de pendientes para excavaciones abiertas, 378	
9.4. Excavación de zanjas, 385	
9.5. Refuerzo de excavaciones con maderaje y tablestacas, 386	
9.6. Diseño estructural de soportes de excavaciones, 399	
9.7. Estabilidad general de excavaciones apuntaladas, 406	
9.8. Aflojamiento o rendimiento hacia adentro y asentamiento del terreno alrededor de excavaciones, 407	
9.9. Utilización de las técnicas de elemento finito para predecir las deformaciones alrededor de excavaciones profundas, 410	
9.10. Ejemplos en el capítulo 9, 413	
Referencias bibliográficas, 416	

Cap. 10. Ataguías 419

10.1. Tipos de ataguías, 419	
10.2. Diseño de ataguías con un sólo muro de tablestaca, 426	

hinca-
álculo
307

323

375

del
las

19

- 10.3. Construcción de ataguías con muro de tablestacas, 433
- 10.4. Ataguía a base de doble muro de tablestacas, 438
- 10.5. Ataguías con tablestacas celulares, 439
- 10.6. Ataguías con muros de concreto, 441
- 10.7. Ataguías móviles, 442
- 10.8. Construcción de cimentaciones bajo el agua, 444
- 10.9. Ejemplos en el capítulo 10, 448
- Referencias bibliográficas, 453

Cap. 11. Procesos geotécnicos 455

- 11.1. Mejoramiento del terreno por medio de procedimientos geotécnicos, 455
- 11.2. Agua subterránea en excavaciones, 455
- 11.3. Métodos de control de agua subterránea, 463
- 11.4. Asentamiento del terreno adyacente a las excavaciones causado por la disminución del manto freático, 479
- 11.5. Agua subterránea bajo la altura artesiana bajo las excavaciones, 482
- 11.6. Uso de procesos geotécnicos para el mejoramiento del suelo, 483
- Referencias bibliográficas, 487

Cap. 12. Recimentación y apuntalamiento 489

- 12.1. Requisitos para recimentación y apuntalamiento, 489
- 12.2. Métodos de apuntalamiento, 489

- 12.3. Métodos de recimentación, 492
- 12.4. Traslado de edificios, 501
- Referencias bibliográficas, 504

Cap. 13. Protección de estructuras de cimentación contra el ataque de suelo y del agua subterránea 505

- 13.1. Causa del ataque, 505
- 13.2. Investigaciones del suelo y del agua subterránea, 505
- 13.3. Protección de los pilotes de madera, 506
- 13.4. Protección del pilotaje de acero contra la corrosión, 509
- 13.5. Protección de las estructuras de concreto, 511
- Referencias bibliográficas, 519

Apéndice A. Propiedades de los materiales 521

Apéndice B. Tablas de conversión 523

Índice onomástico 527

Índice analítico 529

Capítulo

Investigación del terreno y mecánica de suelos

1.0. REQUERIMIENTOS GENERALES

Cualquier construcción u obra de ingeniería requiere siempre, en una u otra forma, de una investigación del terreno. El campo de acción de la investigación puede abarcar desde un examen sencillo de la superficie del suelo con o sin excavación superficial de prueba hasta un estudio detallado del suelo y las condiciones de los mantos freáticos o una investigación profunda bajo la superficie. Lo que significa perforaciones con barrenos, pruebas *in situ* y de laboratorio de los materiales muestreados. La extensión del trabajo depende de la importancia y la planeación de la cimentación de la estructura, de la complejidad de las condiciones del suelo y de la información disponible del comportamiento en caso de existir cimentaciones en suelos similares. Así, no es usual perforar y hacer pruebas de suelo para casas habitación de uno o dos niveles o estructuras similares, ya que generalmente se tiene conocimiento exhaustivo de la profundidad necesaria a la que deben colocarse las cimentaciones y las presiones de carga en cualquier localidad particular. Puede obtenerse, generalmente, suficiente información para verificar si las condiciones de suelo presupuestas son verdaderas con sólo examinar zanjas de alcantarillas abiertas o excavaciones superficiales para obras de camino, o a partir de pozos de prueba superficiales o perforaciones con barreno manual. Sólo será necesario hacer perforaciones profundas, posiblemente complementadas con pruebas de suelo, si existen condiciones de cimentaciones problemáticas como estratos de turba o material de relleno suelto. En estructuras ligeras solamente se requieren investigaciones exhaustivas cuando hay problemas de dilatación y contracción de arcilla a gran pro-

fundidad o cuando se construye en zonas de las cuales no se cuenta con información suficiente sobre el comportamiento del suelo en cimentaciones; por ejemplo, en aquellos territorios desconocidos, donde el clima u otros factores pueden tener un efecto importante en el diseño de la cimentación.

Una investigación detallada, que incluya perforaciones profundas y pruebas de suelo en laboratorio, siempre es necesaria en construcciones de estructuras pesadas como puentes, edificios de muchos niveles o plantas industriales. Aun en el caso de saber que hay roca poco profunda es aconsejable excavar a mayor profundidad y en partes diferentes del terreno para asegurarse de que no existen zonas de erosión profundas, rupturas o falla en rocas. En obras de ingeniería cimentadas en excavaciones profundas es necesaria también la investigación detallada. Ésta, además de proporcionar información para el diseño de la cimentación, aporta datos esenciales sobre las condiciones del suelo y del agua a los contratistas a los que se ofrece la obra. De esta manera se ahorra dinero al obtener propuestas realistas y competitivas basadas en un conocimiento adecuado de las condiciones del suelo. Un contratista reconocido no se arriesgará en un trabajo de excavación si su costo representa una parte sustancial del proyecto: aumentará una gran suma a la propuesta para protegerse de imprevistos. De ahí el dicho: pagas por las perforaciones, sean necesarias o no.

Se concluye que las propuestas a contratistas para obras de excavación deben incluir todos los detalles de la investigación del terreno. No es poco común que el ingeniero oculte ciertos detalles, como observaciones sobre el nivel de aguas freáticas, con la idea errónea de que puede ahorrar dinero en caso de que el contratista haga reclamaciones si los niveles

de agua que aparecen posteriormente resultan diferentes de los encontrados en las perforaciones. Esto es una falacia: el contratista, o se protege en su propuesta de los riesgos imprevistos o los asume. Si este riesgo lo perjudica y las condiciones de agua resultan peores de las esperadas seguramente reclamará.

Un ingeniero encargado de la investigación del terreno puede contratar mano de obra local para las excavaciones de pozos de prueba (*hand auger boring*), o puede emplear a un contratista para las perforaciones y el muestreo del suelo. Si requiere realizar pruebas de laboratorio, el contratista también puede mandar las muestras a un laboratorio independiente. El ingeniero se encarga de los análisis de mecánica de suelos para el diseño de las cimentaciones, o puede pedir al laboratorio que los realice. Por otra parte, una organización especializada que ofrezca facilidades en el precio en paquete, realizando las perforaciones, el muestreo, las pruebas de laboratorio y de campo y los análisis de mecánica de suelos, se puede encargar de la investigación completa. Esto es preferible al sistema en que una organización hace las perforaciones, otra las pruebas y una última los análisis. Una sola organización ofrece la ventaja de mantener la continuidad esencial y una relación estrecha entre los trabajos de campo, de laboratorio y de oficina. También permite que los programas de perforación y pruebas sean modificados rápidamente, de acuerdo con la información disponible a medida que el trabajo progresa. Se obtendrían muestras adicionales, según se fueran necesitando, de los estratos que resulten particularmente significativos en las pruebas de laboratorio. Si se desea, las pruebas *in situ* pueden sustituirse por pruebas de laboratorio. En cualquier caso, el ingeniero responsable de la dirección de los trabajos de campo y de laboratorio debe tener siempre presente el objetivo de la investigación y hacer una valoración continua de los datos de la misma manera como se hace al preparar el reporte. De esta forma no se pasa por alto información de suma importancia: la relevancia de factores como: capas de suelo débiles, formaciones de rocas profundamente erosionadas y presión de las aguas subterráneas se pueden estudiar con detenimiento a medida que avanza el trabajo en el terreno.

Cualquiera que sea el proceso que adopte el ingeniero para llevar a cabo su trabajo de investigación, es esencial que los individuos u organizaciones encargados del trabajo sean conscientes y absolutamente confiables. El ingeniero tiene la gran responsabilidad ante sus jefes de seleccionar una organización competente y de verificar que el trabajo en el terreno, el laboratorio y la oficina se esté realizando con precisión y meticulosidad.

1.1. INFORMACIÓN REQUERIDA DE UNA INVESTIGACIÓN DEL TERRENO

Una vez asumido el hecho de que se requiere un estudio detallado y acorde con los propósitos de cimentaciones en ingeniería se obtendrá la información siguiente en el transcurso de una investigación del terreno:

a) Topografía general del terreno; en la medida en que ésta afecte el diseño de cimentaciones y la construcción. Ejemplo: configuración de la superficie, propiedades adyacentes, presencia de ríos, canales de agua, estanques, setos, árboles, formaciones rocosas, etc., así como accesos disponibles para vehículos y maquinaria.

b) Ubicación de las redes de servicios subterráneos como cableado eléctrico y telefónico, tuberías de agua y alcantarillado.

c) Reticulares a las principales formaciones geológicas que son la base del terreno y la posibilidad de hundimiento por extracción de minerales u otras causas.

d) La historia previa y uso del suelo; incluida información sobre cualquier defecto o daño de los edificios existentes en el presente o en el pasado atribuibles a las condiciones de cimentación.

e) Cualquier particularidad, como la posibilidad de terremotos o factores climatológicos como inundaciones, crecidas y sequías de acuerdo con estaciones, heladas o erosión del suelo.

f) Disponibilidad y calidad de los materiales de construcción locales, como conjuntos de concreto, piedra para edificios y caminos, y agua para fines de construcción.

g) Información para estructuras marítimas o fluviales en condiciones de marea normales o extremas, de alta o baja marea y crecidas, niveles fluviales cambiantes según la estación y descargas, velocidad del oleaje y las corrientes, y otros datos hidrográficos y meteorológicos.

h) Un registro detallado de la estratificación del suelo y de la roca así como de las condiciones de aguas subterráneas dentro de las zonas afectadas por las presiones de carga de la cimentación y las operaciones de construcción, o de cualquier estrato más profundo que afecte las condiciones del terreno de una u otra forma.

i) Resultados de las pruebas de laboratorio en muestras de suelo y roca adecuadas al diseño de cimentaciones particular o a los problemas constructivos.

j) Resultados de los análisis químicos del suelo o de las aguas subterráneas para determinar posibles efectos de deterioro en las estructuras de la cimentación.

Los incisos *a* a *g* se pueden obtener a partir de un reconocimiento general del terreno o de un estudio de las memorias geológicas, mapas y otros registros publicados. El hacer una inspección minuciosa al recorrer el terreno siempre proporcionará indicios significativos de las características del subsuelo. Por ejemplo, hoyos superficiales tapados en formaciones de tiza o piedra caliza son frecuentemente revelados por depresiones al azar y marcadas irregularidades en la superficie del terreno; el deslizamiento del suelo se percibe por un encogimiento de la superficie en la pendiente de una ladera o por la inclinación de los árboles; la existencia de viejos pozos o montones de desechos minerales son indicio de trabajos de explotación minera abandonados; los depósitos glaciales pueden estar indicados por montículos que aparecen en una topografía más bien plana, y los depósitos fluviales o lacustres, por áreas planas sumidas en los valles. Los indicios superficiales de aguas subterráneas evidencian su presencia por ondulaciones o fuentes y suelos cenagosos con juncos (lo cual indica la presencia de un gran depósito de agua con drenado insuficiente y la posibilidad de turba). Se debe procurar asesoramiento geológico profesional en caso de grandes proyectos que cubran áreas muy amplias.

En terrenos muy extensos, la fotografía aérea es un aliado valioso en la investigación del terreno. Las interpretaciones técnicas de las fotografías aéreas pueden revelar mucho acerca de las condiciones geológicas y topográficas del terreno. Obtener mapas geológicos a partir de fotos aéreas, como lo hacen las compañías especializadas, es una ciencia ya establecida.

Se deben estudiar mapas viejos tanto como publicaciones actualizadas, ya que los primeros pueden mostrar el uso previo del terreno y son especialmente valiosos en la investigación del área. Los museos y bibliotecas locales proporcionan con frecuencia mucha información a través de mapas, memorias, pinturas y fotografías del terreno en el pasado. Debe consultarse a las autoridades locales sobre la instalación de servicios enterrados en el lugar; y en Gran Bretaña, especialmente, a la National Coal Board (Oficina Nacional del Carbón) para obtener información sobre los trabajos de explotación minera de carbón. En algunas áreas de Gran Bretaña se explotó este mineral mucho antes de las fechas que aparecen en los registros, pero siempre es posible obtener información sobre esto en museos y bibliotecas. Si información especial sobre la historia de un terreno tiene un peso importante en el diseño de las cimentaciones, por ejemplo, la localización de minas o canteras, se debe hacer cualquier intento por verificar la información cruzada, especialmente

si está basada en diarios o en comunicación oral. Los recuerdos de la gente son especialmente poco confiables en estos asuntos.

Los incisos *b*, *j* y *k* de la lista se obtienen mediante perforaciones u otros métodos de exploración subterránea, junto con pruebas de campo y de laboratorio de los suelos o rocas. Es importante describir el tipo y la consistencia de los suelos en la manera estándar apoyados en los códigos de práctica común. En Gran Bretaña, las descripciones y clasificaciones estándar de suelos están fijadas en el British Standard Code of Practice for Site Investigations (Código Británico de Prácticas para las Investigaciones de Terrenos) BS 5930. Estas descripciones se dan de acuerdo con la siguiente secuencia:

1. Resistencia del terreno o compactación e indicaciones sobre las condiciones de humedad.
2. Estratificación.
3. Discontinuidad.
4. Estado de erosión.
5. Color.
6. Forma de las partículas y composición.
7. Tipo de suelo (en mayúsculas, ej. ARENA), categoría y plasticidad.
8. Formación geológica, edad y tipo de depósito.
9. Símbolo de la clasificación del grupo de suelo (opcional).

Ejemplos:

ARCILLA, rígida, fisuras cercanas unas a otras, color café, Arcilla London de alta plasticidad, erosionada.

LIMO, láminas firmes, con arcilla gris (Arcilla Glacial Lake).

ARENA, suelta, amarilla, fina (aluvión reciente).

En algunos casos puede ser importante especificar el olor característico del suelo, causado por materia orgánica o desechos químicos, para poner atención a posibles efectos agresivos de estos materiales sobre el concreto o metal de la cimentación.

Las divisiones entre los diferentes rangos de tamaño de partículas, es decir gravas, arenas, limos y arcillas y sus subdivisiones son arbitrarias, pero concuerdan, por lo general, con el comportamiento de los suelos en relación con trabajos de ingeniería. Por ejemplo, las arcillas muestran un comportamiento muy diferente del de las arenas cuando se las somete a presiones de cimentación, y sus características de drena-

do al ser bombeadas en las excavaciones para cimentación también son muy distintas. No es común describir los suelos según otras formas de clasificación, por ejemplo la British Soil Classification for Engineering Purposes (BSCS) (Clasificación Británica de Suelos para Usos en Ingeniería) o el Unified System of the U. S. Corps of Engineers (Sistema Unificado del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos) y el Bureau of Reclamation (Oficina de Reclamaciones), si se los considera como suelos de cimentación; estas clasificaciones son aplicables más en trabajos de carreteras y campos de aviación.

Las rocas deben clasificarse de manera similar de acuerdo con el procedimiento estándar de los códigos de práctica. El BS 5930 fija la descripción de las rocas según la secuencia siguiente:

Color.

Tamaño del grano (el tamaño del grano de los fragmentos de rocas o minerales que formen la roca).

Textura (ejemplo, cristalina, amorfa, etc.).

Estructura (una descripción de las discontinuidades, ejemplo, en laminados, foliados, etc.).

Estado de erosión.

Nombre de la roca (en mayúsculas).

Fuerza (basado en la prueba de compresión uniaxial).

Otras características y propiedades.

Ejemplos:

Roja-café, grano grueso, micácea, compacta, erosión moderada. ROCA ARENOSA. Gris, grano fino, láminas delgadas y fracturadas, erosión moderada, ESQUISTO DE ARCILLA, fuerza moderada, con capas de ARCILLA de aluvión gris oscuro, de láminas rígidas.

De las descripciones anteriores, las cuatro propiedades de especial relevancia, para la ingeniería en cimentaciones, son: la estructura, el grado de erosión, la discontinuidad espacial y la fuerza de compresión uniaxial. La estructura es importante desde el punto de vista de la facilidad de excavación con maquinaria mecánica y, también, la frecuencia y el tipo de discontinuidad afectan la compresibilidad de la masa de la roca. El grado de erosión y la fuerza de compresión uniaxial se pueden relacionar con las características de deformación de la masa de roca y también con la fricción superficial y la colocación de los pilotes. El BS 5930 describe los siguientes cuatro grados de erosión:

Descripción de grados de erosión del material rocoso

<i>Término</i>	<i>Descripción</i>
Fresco	No hay signos visibles de erosión en el material.
Decolorado	Hay cambio en el color original del material rocoso: evidencia de erosión. Se debe indicar el grado de cambio a partir del color original. Asimismo, se debe mencionar en caso de que el cambio de color se reduzca a los componentes minerales.
Descompuesto	La roca está erosionada a un grado en que el material original permanece intacto, pero algunos o todos los componentes minerales están descompuestos.
Desintegrado	La roca está erosionada a un grado en que el material original permanece intacto. La roca es friable, pero los componentes minerales están descompuestos.

Para determinar la fuerza de la roca en los registros de perforación, se debe seguir la clasificación dada en el BS 5930.

<i>Clasificación</i>	<i>Fuerza de compresión uniaxial (MN/m²)</i>
Muy débil	Menos de 1.25
Débil	1.25-5
Debilidad moderada	5-12.5
Fuerza moderada	12.5-50
Fuerte	50-100
Muy fuerte	100-200
Fortaleza extrema	Más de 200

1.2. INVESTIGACIÓN DE LAS FALLAS DE CIMENTACIÓN EN EL TERRENO

De vez en cuando es necesario hacer investigaciones de las fallas o defectos en las estructuras existentes. El enfoque es algo diferente del trabajo normal de investigación en terreno, generalmente se basa en la excavación de pozos de prueba en diversos puntos para exponer el suelo en el nivel en que se asentará la cimentación conjuntamente con pozos de prueba

profur
total d
presta
mient
cuarte
cimen
es nec
period
de las
Las m
con ce
los tel
con ce
la cuz
con ir
les co
tomar
despla
perno
dos p
suelo
blecio
mien
ción
refere
Se
adyac
zada,
cond
espec
vivos
la pr
infor
ejem
o ver
Cual
pren
cuer
com
hay:

profundos, o perforaciones para investigar la profundidad total del suelo afectada por las presiones de carga. Se debe prestar especial atención a todas las cuarteaduras y movimientos visibles en la superestructura ya que el patrón de cuarteaduras es indicativo del modo de movimiento de la cimentación; como ejemplo, por encorvarse. Frecuentemente, es necesario hacer observaciones continuas por un largo periodo de tiempo de los cambios en el nivel y de movimiento de las cuarteaduras con el uso de marcas llamadas *tell tales*. Las marcas de papel o vidrio pegadas sobre las cuarteaduras con cemento se usan poco y se pierden o dañan fácilmente, los *tell-tales* deben ser de un metal no corrosible aplicando con cemento en huecos taladrados en la pared, a cada lado de la cuarteadura y colocados de tal manera que puedan medirse con indicadores macrométricos tanto los movimientos verticales como los horizontales. De manera similar, los puntos para tomar los niveles se deben asegurar bien contra remociones o desplazamientos. Deben consistir preferentemente en tornillos, pernos o clavijas de metal puestos en la cimentación y rodeados por un conducto vertical con una cubierta a nivel del suelo. Los niveles deben estar referidos a un punto bien establecido a cierta distancia de la estructura afectada; los movimientos del suelo que pudieron causar fallas en la cimentación no deben afectar de la misma manera al punto de referencia del nivel.

Se debe hacer un estudio cuidadoso de las estructuras adyacentes para discernir si la frecuencia de fallas es generalizada, como en zonas de explotación minera, o si se debe a condiciones locales. La historia del terreno se debe revisar con especial énfasis en la existencia anterior de árboles, setos vivos, granjas o tiraderos de desechos. Se debe tener en cuenta la proximidad de todos los árboles en crecimiento, y buscar información sobre la frecuencia de los agrietamientos, por ejemplo: si las grietas tienden a abrirse o cerrarse en invierno o verano, o si son peores en los años de sequía o de lluvias. Cualquier planta industrial en la cual ciertas máquinas como prensas o taladros causen vibraciones en el suelo se tomará en cuenta, así como cualquier tipo de trabajo de construcción como zanjas profundas, túneles, voladuras o pilotajes que se hayan realizado en la localidad.

1.3. PREPARACIÓN DE LAS PERFORACIONES

Siempre que sea posible, las perforaciones se deben hacer cerca del lugar donde se pretende cimentar. Esto es importante

cuando el estrato de soporte tiene profundidades irregulares. Por la misma razón, la posición y el nivel de las perforaciones deben estar ubicados exactamente en relación con las estructuras propuestas. Cuando la preparación de las estructuras no se ha decidido al momento de realizar la investigación, un patrón de perforaciones adecuado es una cuadrícula de agujeros a espacio regular. En áreas extensas, es posible adoptar una cuadrícula de perforaciones ampliamente espaciada con algunas pruebas *in situ*, como son las pruebas de penetración dinámica o estática de cono o las pruebas de lavado, en caso de desear una cuadrícula con espacios más reducidos entre una perforación y otra. La figura 1.1a, b y c muestra planes adecuados para perforación en diferentes terrenos. Los pozos de prueba para cimentaciones pequeñas, como zapatas corridas para casa habitación, no deben ubicarse sobre o cerca de la posición fijada para la cimentación debido a la debilitación del suelo producida por estas relativamente grandes y profundas excavaciones de prueba.

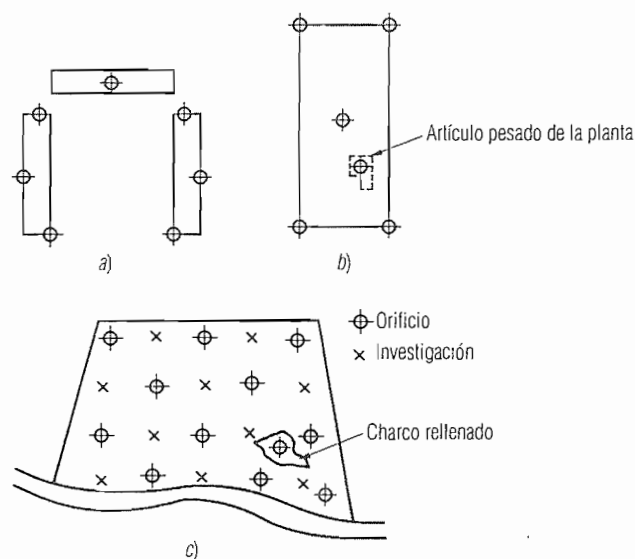


Figura 1.1. Disposiciones típicas de orificios. a) Departamentos de varias plantas. b) Edificio de fábrica. c) Área larga de desarrollo donde no se han decidido las disposiciones del edificio.

El número necesario de perforaciones a realizar en una ubicación particular es un problema difícil, estrechamente ligado a los costos relativos de la investigación y del proyecto. Es evidente que mientras más perforaciones se realicen, mejor conocimiento se tendrá de las condiciones del suelo, convirtiéndose en una mayor economía en el diseño de la cimentación, y menores riesgos de encontrar situaciones de suelo imprevistas o difíciles que incrementarían los costos de las

obras de cimentación. Sin embargo, el límite económico se alcanza cuando los costos de cimentación simplemente se suman al costo total del proyecto. Aun para las estructuras más pequeñas deben realizarse al menos dos y de preferencia tres perforaciones para que se pueda establecer la condición real de los estratos. Aun así, se pueden hacer, todavía, falsas apreciaciones sobre la estratificación.

La profundidad de las perforaciones está definida por la profundidad del suelo afectado por las presiones de soporte de la cimentación. La fuerza vertical sobre el suelo a una profundidad una vez y media el ancho del área de carga es todavía un quinto de la fuerza vertical aplicada a nivel de la cimentación y la fuerza de corte, a esta profundidad, es todavía apreciable. Así que las perforaciones en el suelo se deben llevar siempre a una profundidad de por lo menos una vez y media del ancho del área de carga. En el caso de zapatas corridas angostas y muy extendidas, o cimentaciones de zapatas aisladas, las perforaciones son relativamente superficiales (figura 1.2a), pero para grandes cimentaciones con losas corridas las perforaciones tendrán que ser profundas (figura 1.2b). Cuando las zapatas corridas o aisladas están tan cerca unas de otras que las zonas de presión se enciman, el área de carga se convierte, en efecto, en una cimentación con base en la losa corrida con sus correspondientes perforaciones profundas (figura 1.2c). En el caso de cimentaciones con pilotes, el suelo debe explorarse debajo del nivel de éstos para cubrir las zonas del suelo afectadas por las cargas transmitidas a través de los pilotes. Es común asumir que una gran área con pilotes en un suelo uniforme se comporta como una cimentación de losa con la losa equivalente a una profundidad de dos tercios de la longitud de los pilotes (figura 1.2d).

Cuando las cimentaciones se llevan hasta terreno rocoso, lo mismo si son de zapata corrida o aislada, o con pilotes, es necesario comprobar que la roca sigue presente en las profundidades a las que se va a llegar. En caso de que la roca sea superficial, esto puede lograrse mediante examen directo de lo expuesto en los pozos de prueba o zanjas; pero cuando hay que perforar para ubicar y probar el lecho de roca, es importante asegurarse de no confundir pedregones o capas de suelos compactados con el lecho de roca. Esto requiere de perforaciones por percusión o con taladro de diamante rotatorio a una profundidad de por lo menos 3 m en el lecho de roca en áreas donde sea frecuente encontrar pedregones. En terrenos donde la evidencia geológica indica la ausencia de pedregones, es aceptable una penetración en la roca un tanto superficial. En algunas áreas se han encontrado pedregones de más de 3 m de largo, por lo que es recomendable perforar a más de 6 m

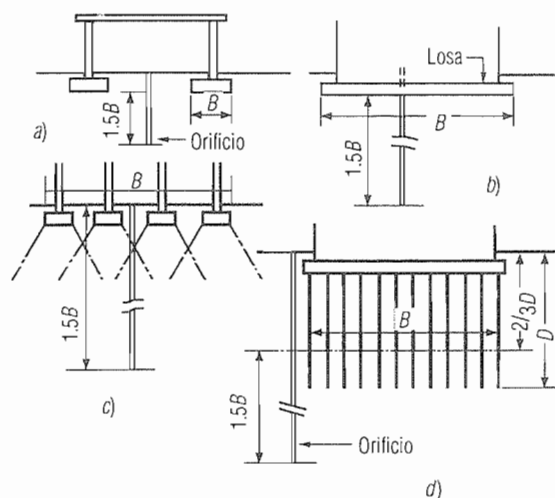


Figura 1.2. Profundidades de las perforaciones para varias condiciones de cimentación.

para estructuras importantes. Los errores en la ubicación del lecho rocoso en las perforaciones conducen, en muchos casos, a cambios costosos en el diseño de las estructuras e incluso a fallas.

La exposición directa de la roca en pozos de prueba o zanjas es preferible a las perforaciones siempre que sea económicamente posible, ya que estas últimas, por lo espaciadas, no siempre proporcionan una indicación verdadera de los astillamientos, fallas u otra debilidad estructural en la roca. En caso de que la roca se encuentre a una cierta profundidad por debajo del nivel de la tierra, puede ser examinada mediante perforaciones de gran diámetro taladradas con el equipo descrito en la sección 8.14. Debido al costo, esta forma de exploración profunda sólo se emplea en estructuras importantes.

Si las perforaciones se realizan en suelos con presiones de mantos freáticos que se excavarán subsecuentemente, es importante asegurarse de rellenarlos con concreto o arcilla bien apisonada. De no hacerlo, las perforaciones pueden convertirse en un canal importante de flujo de agua hacia las excavaciones. En el informe de la investigación para una estructura de basamentos profundos en el área de Glasgow, el autor advirtió sobre la posibilidad de alteraciones en la arcilla, en el fondo de la excavación, debidas a la presión artesiana en la roca por el agua subyacente. Después de terminada la obra, se preguntó al contratista si había tenido algún problema con estas aguas artesianas. La respuesta fue: "el único problema que tuvimos con el agua fue a través de su perforación". En otro caso, se diseñaron grandes pilotes enterrados con bases agrandadas para ser cimentadas dentro de un estrato de arcilla impermeable que estaba sostenido por arena que

contenía agua sometida a presión artésiana. Los riesgos de algún asentamiento mayor debido a cimentar en la arcilla compresible se aceptaron para evitar la dificultad de apoyar los pilotes en la capa subyacente de arena menos compresible. De todos modos, se presentaron dificultades considerables para excavar la base de uno de los pilotes a causa del flujo de agua desde el estrato de arena hasta la perforación de exploración no sellada.

1.4. EXPLORACIÓN EN SUELOS

1.4.1. Pozos de prueba y perforaciones

Los métodos para determinar las características de estratificación e ingeniería de los subsuelos son los siguientes:

- Pozos de prueba
- Perforaciones barrenadas manualmente
- Perforaciones con barrenas mecánicas
- Perforaciones por percusión con cables ligeros
- Perforaciones "lavadas"
- Pruebas de "lavado"
- Pruebas de penetración dinámica de cono
- Pruebas de penetración estática de cono
- Pruebas de corte con veleta
- Pruebas de presión
- Pruebas de soporte de la losa

La excavación de **pozos de prueba** es el método más barato de exploración superficial. Los pozos se pueden excavar manualmente empleando mano de obra local, pero las pequeñas excavadoras mecánicas en un tractor son, si están disponibles localmente, económicas y rápidas. En caso de que sea necesario que los hombres trabajen en el fondo de los pozos para obtener muestras de suelo, por ejemplo, serán necesarios los soportes de los lados de los pozos con una profundidad mayor de 1.2 m, por el riesgo de colapso. Se debe tomar en cuenta también la posible presencia de gases venenosos o asfixiantes, por lo que se juzga necesario la provisión de aparatos de detección de gases. La seguridad en excavaciones y sistemas de armazones de madera (*timbering*) se analiza en el capítulo 9. En suelos con soporte acuífero, especialmente las arenas, surgen dificultades para excavar debajo del manto acuífero, por lo cual los pozos de prueba pueden resultar más costosos que las perforaciones, dadas las condiciones.

Los pozos de prueba proporcionan una visión clara de la estratificación de los suelos y de la presencia de cristales o bolsas de material más débil. Facilitan la toma de muestras de suelo cortadas a mano, evitando la alteración. Son especialmente valiosos para investigar la naturaleza del material de relleno, ya que las capas de depósitos sueltos o material deteriorado se pueden reconocer en seguida. De hecho, los pozos de prueba o las zanjas son el único medio confiable para obtener información pertinente en terrenos con relleno o con depósitos naturales muy variados.

Las perforaciones barrenadas manual o mecánicamente son también un medio barato de exploración del subsuelo en tipos de suelo favorables, pero los suelos deben tener la cohesión suficiente para que las paredes de la excavación puedan permanecer sin soporte y no existir guijarros, pedregones o cualquier otra obstrucción que impida la rotación de la barrena. Si se hace cuidadosamente, la barrena es el menos molesto de los métodos de perforación. Las barrenas de vuelo de gusano (*worm flight auger*), en las cuales los cortes del suelo se llevan a la superficie mediante una hélice en movimiento continuo, se pueden usar para las obras de investigación del terreno si se las provee de un tubo central hueco en el cual se adapta el tubo de muestreo o el medidor *in situ*.

Las perforadoras por percusión con cables ligeros se pueden usar en cualquier tipo de terreno ya que las perforaciones se pueden alinear donde se requieran mediante tubos de acero y se usa una gran variedad de herramientas para diferentes tipos de suelo y roca. Una torre con cables de percusión requiere un torno de fricción para levantar o bajar las herramientas de perforación como lo muestra la figura 1.3. Estas máquinas pueden estar provistas de un motor hidráulico para operar un taladro rotatorio adecuado para la perforación en roca hasta un límite de penetración.

La perforación en suelos de alta cohesión se efectúa con barrenas, cortadores de arcilla (un tubo de acero con el borde abierto y una cuchilla en el extremo) o "conchas" (un tubo de acero con borde abierto con una válvula que aletea y una cuchilla en su extremo inferior). Las arenas y gravas se remueven de la excavación con la concha. En el caso de perforaciones en rocas o pedregones, se usan cincales de varios tipos para romper la roca, y los fragmentos se sacan con la concha. En rocas duras, el progreso es lento, por lo que es preferible emplear el taladro rotatorio como se describe más adelante en este capítulo. El uso de agua vertida en el agujero puede ser inevitable cuando se perfora en suelos granulares por encima del manto acuífero. Sin embargo, su uso debe ser

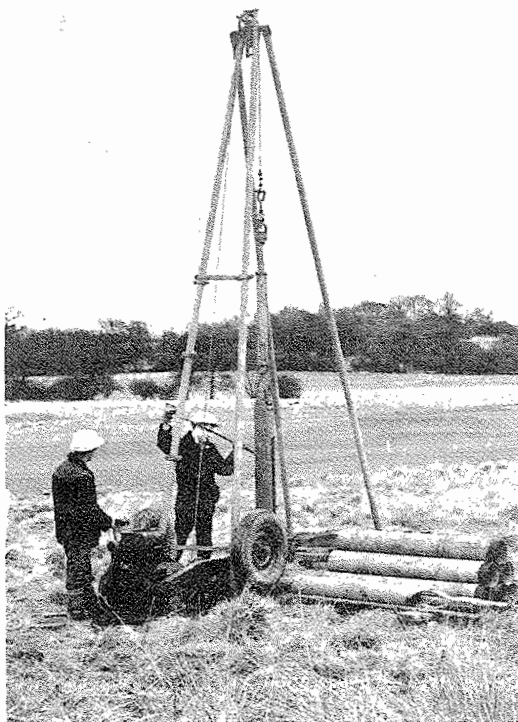


Figura 1.3. Aparejo ligero del cable de perforación por choques.

limitado siempre, y las ocasiones en que se agregue agua se deben anotar en los registros de perforación.

En la **perforación "lavada"** (figura 1.4) el suelo se desprende y se remueve de la perforación con una corriente de agua o taladrando el lodo en el borde inferior del tubo de lavado, el cual es movido de arriba a abajo o rotado manualmente dentro de la excavación. El agua o lodo llevan parte del suelo hasta el espacio anular entre el tubo de lavado y el revestimiento o ademe, y fluye hasta el nivel de la superficie, donde el material en suspensión se deja sedimentar en un tanque y el fluido es recirculado o desprovisto de los desechos según se requiera. Estas muestras de suelo sedimentado en el exterior se pueden usar para propósitos de identificación, pero el proceso es con frecuencia poco confiable ya que los cortes se mezclan a medida que fluyen por la perforación y en el tanque de asentamiento. Sin embargo, se puede obtener una identificación fiel si se sacan muestras "secas" en tubos sin alteración (véase sección 1.4.2) o tubos de muestras *slit-spoon* (véase sección 1.4.4). La perforación "lavada" tiene la ventaja de que la estructura o la densidad del suelo debajo del fondo de la excavación no se altera por el empuje de las herramientas de perforación, aunque este método no se puede usar en áreas extensas de grava o en suelos con pedregones.

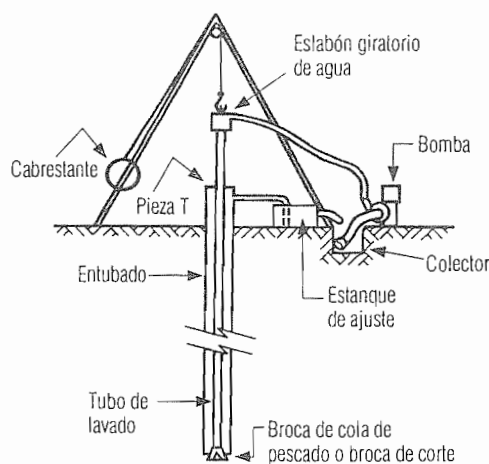


Figura 1.4. Equipo para lavar perforaciones.

Es más adecuado para arenas uniformes o arcillas. Se usa una gran variedad de herramientas para acomodar el final del tubo de lavado según los diferentes tipos de suelo. El uso de lodo en lugar de agua permite que la excavación permanezca descubierta.

La **prueba de "lavado"** es un método sencillo para determinar la profundidad de una interfase entre el suelo blando o suelto y una capa firme o compacta. Se trabaja hacia arriba y hacia abajo con tuberías de lavado que envían agua a alta presión en un pozo sin revestimiento. No hay posibilidad de identificación del suelo ya que el agua generalmente no regresa. Es difícil, en muchos casos imposible, obtener muestras "secas". Sin embargo, si se dispone de agua suficiente y el suelo no contiene grandes formaciones de guijarros o pedregones, este método constituye una forma rápida y barata de establecer el nivel de un estrato bien definido que puede ser reconocido "al tacto" por los tubos de lavado a medida que van de arriba a abajo. Las pruebas de "lavado" se deben correlacionar con perforaciones realizadas mediante métodos más exactos, y cuando las perforaciones están muy espaciadas, las pruebas de "lavado" deben verse como datos complementarios. Son un método conveniente de rápida exploración subterránea en obras fluviales o marítimas; para investigar, por ejemplo, la profundidad en que se encuentran capas de arena o lodo sobre la roca en un proyecto de pilotaje o dragado.

El **equipo de penetración dinámica o estática de cono** se usa para determinar las características y estratificación de depósitos del suelo al medir el número de golpes necesarios para llevar un cono a una posición fijada previamente (prueba de penetración dinámica de cono) o la fuerza que se requiere para empujar el cono dentro del suelo hasta

profundidades incrementadas progresivamente (prueba de penetración estática de cono). Se obtiene un registro de la resistencia a la penetración en relación con la profundidad a partir del cual es posible, al correlacionarlo con los datos obtenidos en las perforaciones, deducir la estratificación de los suelos. Sin embargo, estos métodos son más valiosos para determinar las características de carga de los suelos mediante medidas directas *in situ*, y de la manera descrita más adelante en este capítulo.

1.4.2. Muestreo del suelo

Existen dos tipos principales de muestras de suelo que pueden obtenerse a partir de perforaciones o pozos de prueba:

a) Muestras alteradas: como puede deducirse por su nombre, son muestras tomadas de las herramientas de perforación. Ejemplos, raspaduras en la barrena, los contenidos en los muestrarios *slit-spoon* en la prueba de penetración estándar (véase sección 1.4.4), residuos encontrados en la concha o en el agua que regresa, o muestras tomadas a mano en los pozos de prueba.

b) Muestras no alteradas: obtenidas al introducir un tubo de paredes finas en el suelo; proporcionan, en la medida de lo posible, la verdadera estructura y contenido de agua *in situ* del suelo examinado. Es importante no introducir el tubo más de lo conveniente para evitar así que presione los componentes del suelo. Debe tenerse en cuenta que ninguna mezcla tomada al hacer un muestreo en el suelo puede ser 100 % no alterada.

La alteración y los cambios consecuentes en las propiedades del suelo se pueden minimizar cuidando mantener el balance de agua en la perforación. Esto es, mantener el agua, mientras se toman las muestras, a un nivel que corresponda con la presión piezométrica del agua de los poros del suelo en nivel del muestreo. Esto puede significar la necesidad de extender el recubrimiento de la excavación sobre el nivel de la superficie o usar suspensión de bentonita en lugar de agua para balancear las altas presiones piezométricas. El cuidado en el proceso de toma de muestras y la selección del equipo depende del tipo de obra que se emprenda y de la importancia de la fidelidad de los resultados en el diseño de las obras.

El BS 5930 recomienda, a partir de un sistema desarrollado en Alemania, cinco clases de calidades para el muestreo de suelo. La tabla 1.1 explica el sistema de clasificación, las pro-

piedades del suelo que se pueden determinar de manera confiable en cada una de las clases y los métodos de muestreo.

En suelos de alta cohesión susceptibles de alteración, las clases 1 y 2 requieren de un buen diseño de toma de muestras, como un pistón o tubo de paredes delgadas que empuja o se introduce en el suelo con la ayuda de un gato, nunca forzado a golpes de martillo. El muestreo de las clases 1 y 2 en suelos no susceptibles a la alteración se hace con tubos de muestra abiertos que son martillados en el suelo con un martillo deslizador o a partir de muestras tomadas a mano cuidadosamente de los pozos de prueba. Hay una gran diferencia en costos entre los muestreos con pistón y los abiertos, el ingeniero debe reconocer el justo valor de la calidad tanto que ésta puede resultar una economía de los costos del diseño; por ejemplo, un muestreo de alta calidad representa una mayor exactitud en la indicación de las fuerzas cortantes, con mayores presiones de soporte, por consiguiente, una reducción en los costos de cimentación. En ciertos proyectos, un buen muestreo puede significar la diferencia para que una cierta operación de construcción sea juzgada posible o imposible, por ejemplo, la ubicación de un terraplén sobre suelo muy blando para un proyecto de construcción de un puente. Si la fuerza cortante indicada por un muestreo de baja calidad es baja, entonces el ingeniero puede decidir que es imposible emplear el terraplén, y habrá que construir un viaducto con pilotes caro. Por otra parte, en arcillas inalterables como los depósitos glaciales, el procedimiento de muestreo no tiene mucho efecto sobre la fuerza cortante, por lo cual los tubos de muestreo abiertos de paredes gruesas pueden proporcionar la información necesaria. Además, los equipos de muestreo muy elaborados como los de pistón fijo pueden resultar inoperables en arcillas que contengan cantidades importantes de grava.

La presencia de discontinuidades en forma de bolsas o capas de arena y limo, láminas, fisuras y huecos de raíces en suelos de alta cohesión tiene mucho que ver con la permeabilidad de los mismos, y afectará en algún momento el rango de consolidación bajo la carga de la cimentación y la estabilidad de los declives de las excavaciones de la cimentación. El uso de tubos de muestreo de gran diámetro se puede justificar para calcular la trascendencia de estas discontinuidades o "texturas" en los problemas de una cimentación en particular.^{1.1}

El ingeniero debe estudiar el problema de la cimentación y decidir qué grado de perfección en el muestreo es económicamente justificable, mantener siempre presente que ciertas pruebas *in situ*, como las de la veleta o cono, pueden proporcionar información más confiable que las pruebas de laboratorio hechas en muestras sin alteración. Si se inclina por las

Tabla 1.1. Clasificación de calidades para muestras del suelo.

Clase de calidad (BS 5930)	Propiedades del suelo que se pueden determinar como seguras (BS 5930)	Método de muestreo
1	Características del contenido de humedad, densidad, fuerza, deformación y consolidación	<i>Suelos sensibles a alterarse:</i> Muestra de un pistón de un muro delgado <i>Suelos no sensibles a alterarse:</i> Muestra abierta de un muro grueso o delgado <i>Suelos que contienen discontinuidades (manufacturas) que afecten la fuerza, la deformación y la consolidación:</i> Muestra de una pared delgada o gruesa de diámetro grande (pistón o abertura)
2	Clasificación, contenido de humedad, densidad	Muestra abierta de una pared gruesa o delgada
3	Clasificación y contenido de humedad	Muestra alterada de suelos cohesivos tomada del taladro o el cortador de arcilla en un orificio seco
4	Clasificación	Muestra alterada de suelos cohesivos tomada del taladro o cortador de barro en orificios donde hay agua
5	Ninguna, secuencia del estrato solo	Muestras alteradas de suelos no cohesivos tomadas del casco en una perforación por percusión del cable o recuperada mientras el escombros afloraba desde una barrena rotatoria o una perforación con agua.

pruebas *in situ*, sería innecesario el alto grado de meticulosidad en muestras sin alteración, las de clase “simple” serán suficientes para identificar el tipo de suelo. Una buena medida, recomendada por Rowe¹¹ es hacer muestreos continuos en las primeras perforaciones taladradas en un terreno. Se usa un equipo de muestreo abierto con una funda con divisiones internas para obtener muestras cortadas longitudinalmente, para examinar las discontinuidades del suelo. Las capas críticas se pueden identificar, facilitando así la elección de la clase de muestreo o pruebas *in situ* adecuadas.

El **sistema con pistón** que se usa para tomar las muestras en las clases 1 y 2, en suelos alterables y de alta cohesión, utiliza un pistón fijo que puede ser sostenido al nivel deseado por una barra rígida extendida al nivel de la superficie. Así, el tubo de muestra, con su extremo cerrado por el pistón, al ser empujado hasta el fondo de la perforación, alterada por las operaciones de excavación, al alcanzar éste, la profundidad considerada como no alterada, el pistón puede mantenerse en posición y el tubo de muestra hasta cualquier profundidad deseada. De hecho, en suelos suaves es posible empujar el tubo a cualquier profundidad, para así poder tomar un buen número de muestras sin realizar nin-

guna perforación (figura 1.5). Los equipos de muestreo con pistón nunca deben insertarse a golpes de martillo, pero sí empujarse mediante el uso de gato hidráulico o con un sistema de cuerdas y poleas.

Este equipo se puede usar para obtener muestras en arenas finas o sedimentadas con una cierta cohesión, especialmente si el equipo está provisto de un anillo de láminas de resorte, las cuales se colocan en el fondo del tubo de muestra para servir de soporte a éste.

Los **tubos abiertos** que se usan para el muestreo de las clases 1 y 2 en suelos de alta cohesión no susceptibles de alteración se emplean extensamente en la mayoría de las investigaciones en Gran Bretaña. La figura 1.6 presenta el tubo de muestra inglés de 100 mm de diámetro por 460 mm de largo. El extremo inferior del tubo tiene una zapata cortante separable, y el superior, una pieza de extensión y un adaptador para conectar el tubo a un martillo deslizante. El tipo de tubo de muestra que aparece en la figura 1.6 resulta muy adecuado para las condiciones de suelos de la Gran Bretaña, en los cuales se halla una cantidad considerable de grava dentro de las arcillas, los suelos son por lo general firmes. El uso de la zapata cortante, separable, permite especialmente la reutiliza-

Artefacto r
el vástago

Acor
el tut

Pistón
de so:

Empac

Tubo de
parcialm

Figura 1.

ción de
agregars
cortante
alteració
A falt
relativam
cohesión
la forma
tubos inf
y su con
barrenad
tubos en
la muest
que con

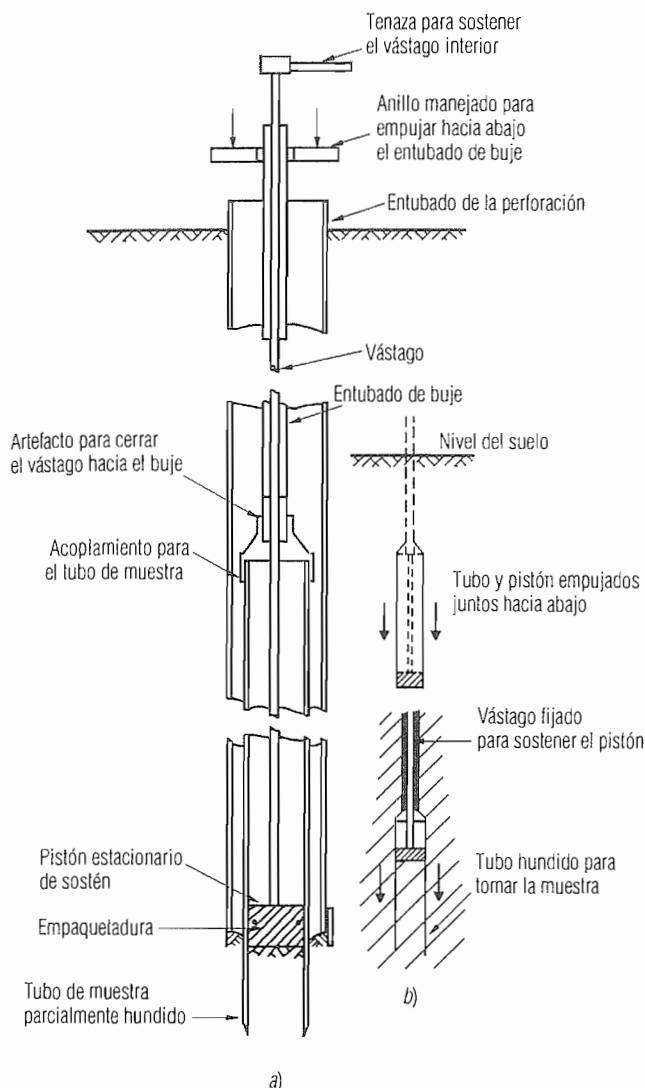


Figura 1.5. Muestra del pistón fijo. a) Arreglo diagramático de la muestra. b) Tomando pruebas sin perforar.

ción de los tubos, cuya estructura es sencilla y fuerte. Puede agregarse un recuperador de núcleos debajo de esta zapata cortante, y retener limos y arenas finas, aunque esto causa alteraciones en la muestra.

A falta de un equipo con pistón, es posible obtener muestras relativamente no alteradas de suelos blandos, alterables y de alta cohesión, con tres tubos estándar de 460 mm de largo unidos en la forma descrita por Serota y Jennings.^{1,2} Los contenidos de los tubos inferior y superior se desechan conservando el tubo central y su contenido. El suelo en los tubos inferior y superior será barrenado antes de separar los tubos. Otra ventaja de usar tres tubos en suelos blandos es que permiten conservar la totalidad de la muestra al momento de retirarla de la perforación, mientras que con uno solo de 460 mm probablemente se derrame.

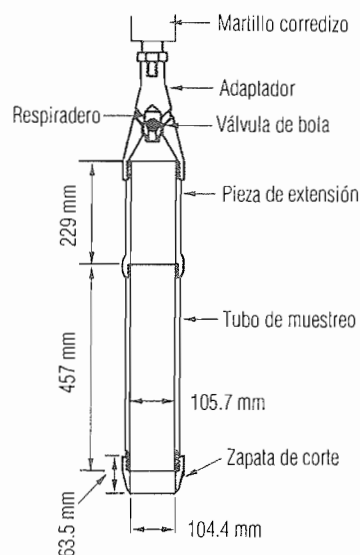


Figura 1.6. Muestra hundidas abiertas de 100 mm de diámetro (nominales).

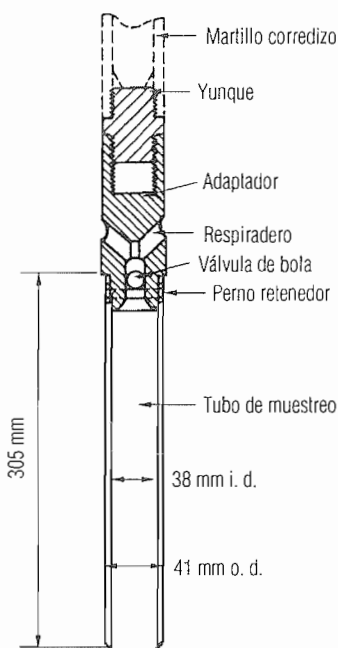


Figura 1.7. Muestra hundidas abiertas a 38 mm de diámetro.

También otro tipo de equipo de muestreo abierto es el tubo de 38 mm de **diámetro de paredes delgadas**, con un borde integral en cuchilla (figura 1.7). Este tubo se usa frecuentemente en conjunción con perforaciones hechas con barrena manual o perforaciones lavadas de diámetro pequeño. Tiene la ventaja de colocarse y extraerse con equipo manual ligero, mientras que los tubos de 100 mm frecuente-

mente deben ser retirados de las arcillas rígidas con gato hidráulico. El uso de modelos de paredes delgadas con un borde integral en cuchilla es común en los Estados Unidos. Generalmente son de 2 pulgadas (50.8 mm) de diámetro (tubos de muestra Shelby). La costumbre estadounidense se ha imitado ampliamente en otras partes del mundo, aunque los tubos de diámetro pequeño resultan inadecuados en suelos que contengan grava, por lo que su uso no es frecuente en Gran Bretaña.

El llamado muestreo continuo Delft, que puede recoger muestras de suelo continuas de más de 18 m de largo y de 29 o 66 mm de diámetro, se describe en el BS 5930.

Para obtener muestras sin alteración en arcillas duras, se usa el taladro rotatorio con núcleo largo. Los equipos de muestreo de este tipo se describen en la sección 1.5.4.

Se señaló que los modelos de muestreo con pistón pueden usarse para retener arenas finas o limosas con una cierta cohesión, especialmente si éstos están provistos de hojas de resorte debajo del borde con cuchilla, las cuales al empujarse hasta el fondo del tubo mantienen las arenas en el interior del mismo. Una alternativa de equipo de muestreo que se puede usar en suelos de baja cohesión, por debajo del manto acuífero, es el equipo de muestreo de aire comprimido Bishop,^{1,3} o una modificación del mismo en que el aire comprimido se introduce directamente dentro de la base del tubo interior, de la manera descrita por Serota y Jennings.^{1,2} Es dudoso que se obtuviera alguna vez una muestra realmente no alterada con el modelo Bishop o su modificación. La acción de las perforaciones con cable de percusión (tanto al descenso como a la succión de ascenso de la concha) inevitablemente causa alte-

ración del suelo al fondo de la perforación (la alteración es menor con las perforaciones "lavadas") y el empuje en el tubo puede causar más alteración. En el caso de arena densa o con grava se presentará un incremento apreciable de la densidad, por lo que resulta imposible emplear el equipo Bishop en una arena con mucha grava. Visto este inconveniente y el tiempo que toma operar el equipo de aire comprimido, en general es preferible optar por alguna forma de prueba *in situ*, como pruebas con el equipo de penetración dinámica o estática de cono para obtener la densidad relativa *in situ* de arenas y gravas. Sólo en caso de muestras tomadas a mano en pozos de prueba se pueden obtener muestras sin alteración de arenas y gravas.

1.4.3. Distancia entre las tomas de muestras del suelo

Generalmente se especifica que las muestras del suelo se deben tomar a intervalos de 1.5 m y en cada cambio de estrato en las perforaciones. Esta distancia puede ser adecuada si se taladra un gran número de perforaciones, pero si éstas son pocas, puede haber una seria diferencia en la información. La carencia de ésta es, particularmente, evidente cuando se proponen estructuras con cimentaciones superficiales. Así, es muy común que la primera se tome del área inmediatamente debajo de la superficie (de 0.2 a 0.7 m). La siguiente, de acuerdo con la especificación de 1.5 m, se tomaría de 1.7 m a 2.2 m. Se adoptan las mismas profundidades para todas las perforaciones hechas en el terreno. En arcillas lo normal es

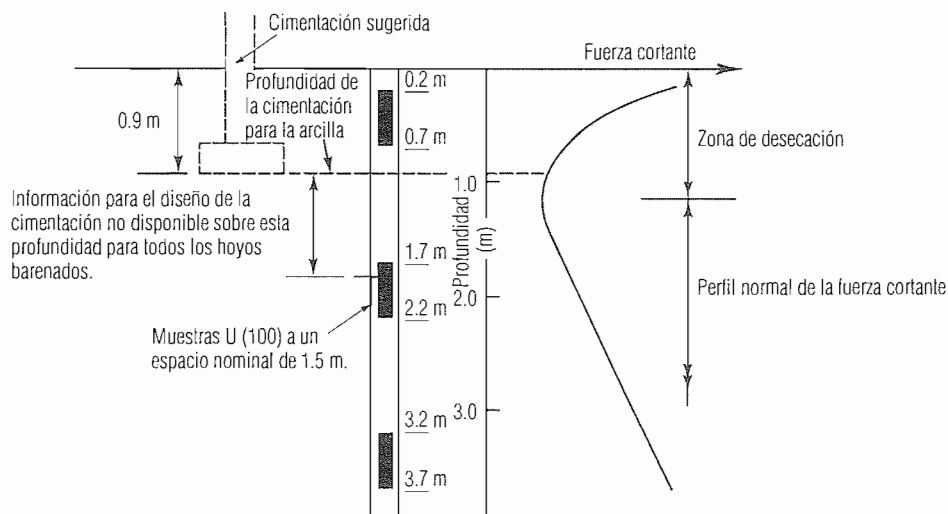


Figura 1.8. Falta de información en el esfuerzo cortante sobre el nivel de la cimentación debido a la adopción de muestras de las profundidades uniformes en todas las perforaciones.

ión es
en el
den-
a den-
Bishop
te y el
lo, en
ba in
nica o
itu de
no en
ón de

ubicar las cimentaciones a una profundidad de 0.9 o 1.0 m. De esta manera, no existe información sobre la fuerza de corte y compresibilidad en y para una distancia de 0.8 m bajo el nivel de la cimentación, en una zona donde probablemente haya grandes variaciones en las características del suelo debido a los efectos de la desecación de la superficie (véase figura 1.8). Si sólo se realizan pocas perforaciones, es una buena medida tomar muestras continuas en los primeros metros por debajo del nivel del suelo o tomar muestras escalonadas cuando se adopte la distancia de 1.5 m.

1.4.4. Pruebas de suelo *in situ*

Las pruebas *in situ* para determinar la fuerza de corte o la densidad de los suelos son un auxiliar muy valioso debido a que permiten establecer estas características sin los efectos de alteración de las perforaciones o los muestreos. Son especialmente útiles en arcillas blandas y alterables, limos y arenas sueltas. Estas pruebas no deben usarse como sustituto de las perforaciones sino como un método suplementario de la investigación. La identificación del tipo de suelo no es segura, estas pruebas no proporcionan ninguna información sobre las condiciones de las aguas subterráneas.

El aparato para la prueba de corte con veleta fue desarrollado para medir la fuerza de corte en arcillas muy blandas y alterables, aunque en los países escandinavos se usa también como un método confiable para determinar la fuerza de corte en arcillas rígidas con fisuras. El equipo estándar y el procedimiento de prueba se describen en el British Standard (Normas Británicas) 1377 (prueba 18). La prueba consiste en la rotación del agitador de 4 hojas (véase figura 1.9) en el suelo, debajo del fondo de una perforación, o en empujar y hacer rotar las aspas independientemente de la perforación. De esta manera, esta prueba se hace en suelos no alterados por la acción de las perforaciones. Sin embargo, se ha observado que la fuerza de corte en arcillas no drenadas, como se establece con esta prueba, puede diferir mucho de la fuerza real de campo medida a partir del comportamiento de terracerías a escala real. Las razones de estas diferencias y los factores que intervienen para corregir las fuerzas del corte de la veleta y obtener así las fuerzas de campo necesarias para los propósitos de diseño las describe Bjerrum.¹⁻⁴

A partir de los resultados de esta prueba o de las de laboratorio subsiguientes, el BS 5930 clasifica las arcillas como sigue:

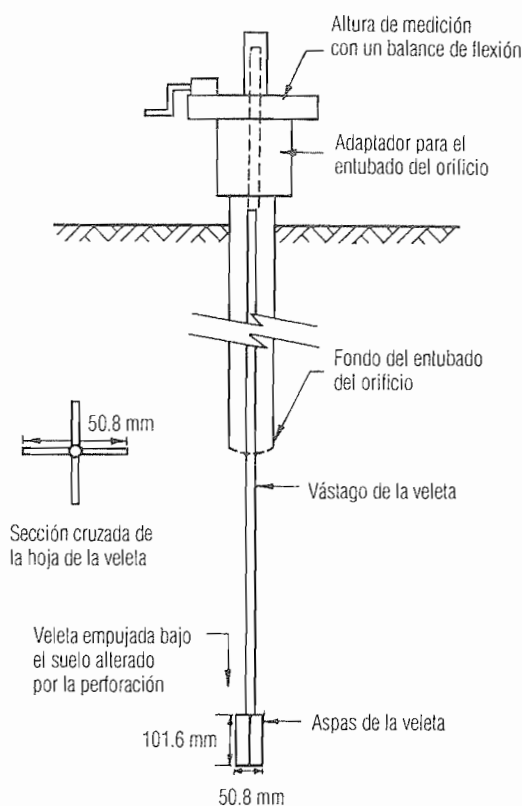


Figura 1.9. Muestra de una prueba de veleta en un orificio.

Término	Fuerza de fractura no drenada (kN/m^2)
Muy blanda	menos de 20
Blanda	20-40
Blanda	
tendiendo a firme	40-50
Firme	40-75
Firme tendiendo	
a rígida	75-100
Rígida	75-150
Muy rígida o	
dura	más de 150

La prueba de penetración estándar [BS 1377 (prueba 19)] se realiza en las perforaciones con el equipo para toma de muestras estándar de 50.8 mm de diámetro exterior conocido como *slipt spoon* (también llamado equipo de muestreo Raymond). Este medio es muy útil para determinar *in situ* la densidad aproximada de suelos de baja cohesión y cuando se modifican con un extremo en forma de cono, determina la fuerza relativa o posibilidad de deformación de rocas. La prueba (figura 1.10a) se hace penetrando 450 mm por golpes repetidos de 63.5 kg, aplicados desde una altura de

760 mm, actuados por un dispositivo automático. Sólo el número de golpes dados en los últimos 300 mm es considerado como el número de penetración estándar (valor- N). Es una práctica común contar el número de golpes necesarios para cada 75 mm de penetración hasta completar los 450 mm. De esta manera puede fijarse la profundidad de cualquier suelo con alteración en el fondo de la perforación y anotarse los niveles en que haya obstrucciones a la penetración: guijarros, gravas o capas compactas. Normalmente no se dan más de 50 golpes en una prueba (incluido el número de golpes necesarios para colocar el equipo por debajo de la zona alterada). Si no se alcanza la penetración completa de los 300 mm por debajo del asentamiento inicial, por ejemplo, si se llega a los 50 golpes antes de lograr la penetración total, deben registrarse entonces ambas profundidades, la inicial y la final, usando símbolos adecuados para indicar si la prueba se concluyó dentro o debajo del asentamiento inicial. Luego de retirar el tubo de la perforación, se examina el contenido, y a pesar de que la muestra se encuentra en un estado alterado, resulta casi siempre lo suficientemente intacta para mostrar la disposición de las láminas y características similares.

En suelos con grava y en roca se remplace el extremo abierto del equipo por un cono (véase figura 1.10b). Las investigaciones muestran una similitud general entre los valores N para ambos tipos de suelo con la misma densidad.^{1,5}

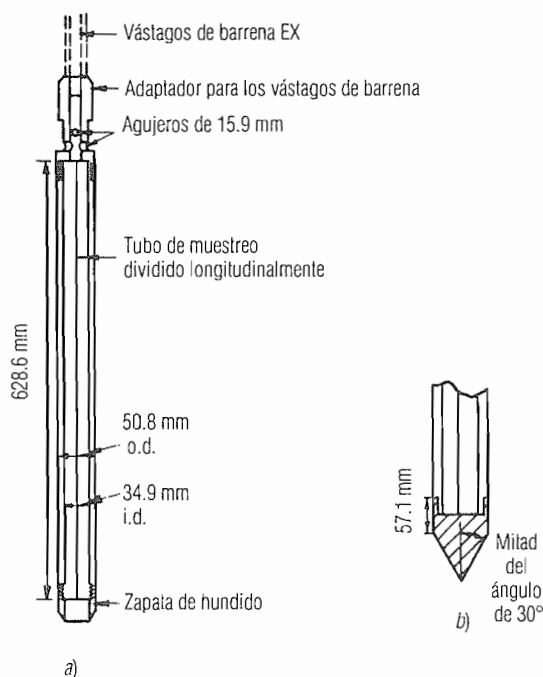


Figura 1.10. Muestra estándar dividida de 50.8 mm. a) Muestra estándar. b) Modificación hecha por Palmer y Stuart^{1,5} para el uso en gravas.

A pesar de que las aplicaciones de la prueba son totalmente empíricas, la amplia experiencia en su empleo ha proporcionado un conocimiento considerable sobre el comportamiento de cimentaciones en arenas y gravas. Se han establecido las relaciones entre los valores N y características tales como la densidad y el ángulo de resistencia al corte, lo cual se describe en la sección 2.3.2.

El BS 5930 proporciona la relación siguiente entre los valores N y la densidad relativa de un suelo arenoso:

Valor N (golpes/300 mm de penetración)	Densidad relativa
menos 4	Muy suelto
4-10	Suelto
10-30	Medianamente denso
30-50	Denso
más de 50	Muy denso

El uso de la prueba de penetración estándar para calcular las presiones de carga permisibles en cimentaciones de zapata corrida se muestra en la sección 2.4.2, y en cimentaciones con pilotes, en la sección 7.4. Stroud¹⁶ ha establecido las relaciones entre el valor N , la fuerza de corte no drenada, el módulo de compresibilidad del volumen y el índice de plasticidad en las arcillas (véase figura 1.11). Sin embargo, no se recomienda adoptar la prueba de penetración estándar para determinar la fuerza del corte y la capacidad de deformación de suelos arcillosos en lugar del método directo de pruebas de laboratorio en muestras no alteradas. La razón es que las relaciones establecidas entre la prueba de penetración estándar y la fuerza y capacidad de deformación de las arcillas son totalmente empíricas y no toman en cuenta factores como los efectos del tiempo, la anisotropía y la textura del suelo. En las pruebas de laboratorio, estos factores pueden ser contemplados en el procedimiento de prueba, el cual puede ser seleccionado en función de las características del suelo y el tipo, valoración y duración de la carga que tendrá que soportar el mismo.

Algunas veces se considera la posibilidad de perfeccionar el procedimiento de prueba, por ejemplo, al tomar en cuenta la longitud o flexibilidad de las varillas. Sin embargo, estas sofisticaciones resultan perjudiciales para la utilidad general de la prueba, y tienden a oscurecer el hecho de que la correlación de la prueba con la capacidad de carga y los asentamientos es

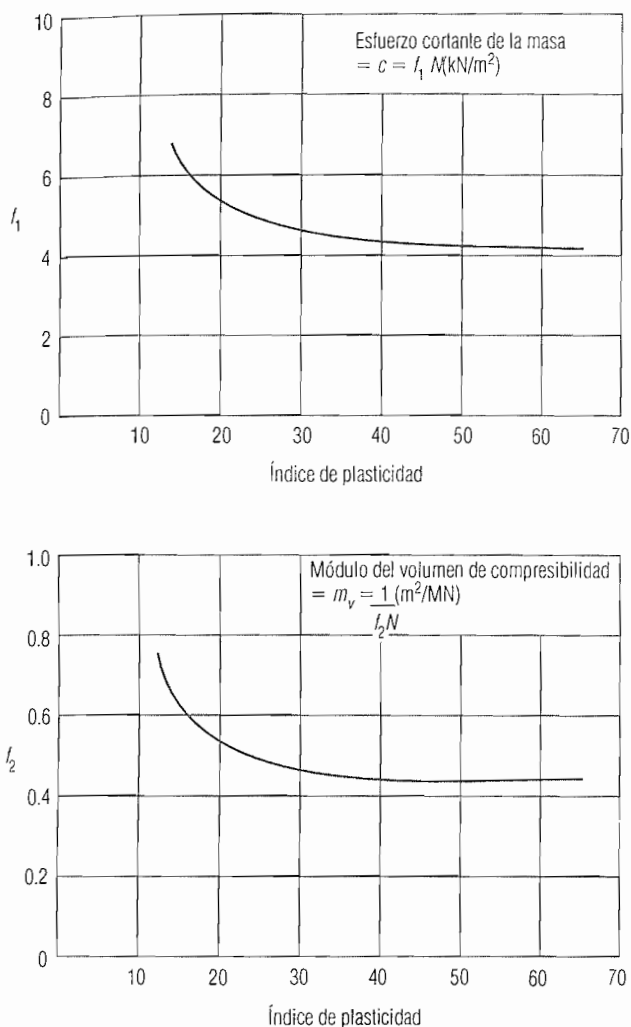


Figura 1.11. Relación entre el esfuerzo cortante de la masa, módulo del volumen de compresibilidad, índice de plasticidad y los valores N de la prueba de penetración estándar (tomado de Stroud^{1.6}).

totalmente empírica y se basa más en la observación y la experiencia que en la teoría científica. Si no se toman las precauciones pertinentes en los métodos de perforación, pueden aparecer serias dudas acerca de la validez de los resultados de las pruebas de penetración estándar. Esta prueba se desarrolló en los Estados Unidos de América para ser usada en combinación con perforaciones lavadas, minimizando, así, la alteración en suelos arenosos. En caso de que este método se combine con perforaciones por percusión con cable, es posible que el suelo se altere a una cierta profundidad. La alteración se causa principalmente por la succión al retirar la concha. Antes de realizar la prueba en una perforación que se haya iniciado hecha con concha, se debe usar una concha cuyo diámetro exterior sea menor al 90 % del diámetro de la perforación para así poder remover el suelo del fondo hasta una

profundidad de 0.5 m. En caso de aparecer agua, se debe tener cuidado de evitar la alteración y la perforación deberá llenarse con agua hasta el nivel del suelo. El estuche (*casing*) no debe introducirse por debajo del nivel de las pruebas. Si se requiere emplear un procedimiento pesado para introducirlo, los resultados de las pruebas *in situ* pierden su utilidad.

Es necesario hacer ciertas correcciones a los valores de la prueba de penetración estándar antes de usarlos para calcular las presiones de carga permisibles y el asentamiento. Estos ajustes se relacionan con lo suelto o fino que pueda ser el suelo, los efectos de la presión de la sobrecarga (*overburden*) y la posición del manto acuífero. El procedimiento para realizar dichos ajustes se explica en la sección 2.4.2.

Las pruebas de la dinámica emplean varios tipos de varilla con o sin cono u otros extremos especialmente alargados, los cuales son insertados en el suelo mediante golpes de un martillo de gota (*drop hammer*). Se registra el número de golpes necesarios en una distancia dada. Una prueba empleada por los Laboratorios Wimpey Ltd, utiliza un cono de 63.5 mm de diámetro con un vértice en ángulo de 60° insertado en varillas de 50.8 mm de diámetro con un martillo de 160 kg, el cual tiene una gota de 600 mm. Se ha observado que el número de golpes necesarios por cada 0.3 m de penetración con este equipo es aproximadamente el mismo que en una prueba de penetración estándar realizada en el mismo suelo. El método no tiene aplicación directa en el diseño de cimentaciones superficiales, todavía no establece la correlación entre la prueba de resistencia dinámica y características tales como la densidad *in situ*, la capacidad de carga y asentamiento, como en la prueba de penetración estándar. Sin embargo, la prueba dinámica es un medio útil para complementar la información obtenida en las perforaciones convencionales y pruebas de penetración *in situ*; resulta especialmente ventajosa para delinear áreas de suelo débil que descansan sobre estratos fuertes y para localizar cavidades en formaciones rocosas débiles.

La prueba de penetración estática de cono (Holandesa) se utiliza ampliamente para investigaciones en suelos de baja cohesión en los países europeos y con menos frecuencia en el Reino Unido y Norteamérica. Se usan tres tipos de penetrometros en general (figura 1.12). En los tres la base del extremo en forma de cono tiene un área de 1000 mm² y un ángulo en el vértice de 60°. El encamisado de cono mostrado en la figura 1.12a, fue desarrollado por el Dutch Government Soil Mechanics Laboratory (Laboratorio Gubernamental de Mecánica de Suelos Holandés) y tiene un encamisado que se va estrechando al colocarse encima del cono y se conecta a tubos

deslizantes que se extienden hasta el encamisado (*jacking apparatus*) al colocarse al nivel del suelo. El extremo del cono es empujado hacia abajo independientemente del tubo deslizante empujando las varillas interiores en etapas de 80 mm.

Luego se empuja con el gato la cubierta hasta que el cono penetra a una profundidad de más de 120 mm. De esta manera, se obtienen determinaciones separadamente sobre la resistencia del cono y la fricción superficial en las cubiertas, y la resistencia combinada de cono y tubos en etapas de 200 mm (algunas veces, se hacen menos etapas hasta los 100 mm). En el caso del cono de cubierta de fricción (o Begemann) figura 1.12b, la fricción superficial se mide sobre una cubierta cilíndrica corta colocada encima del cono, la cual puede ser empujada hacia abajo con independencia del cono y los tubos deslizantes sobre ella. De esta manera, la fricción superficial se mide arriba de una longitud constante en lugar de la resistencia acumulada producto del incremento de longitud de las cubiertas. En los casos de penetrómetros de cubierta y de fricción de la cubierta, el empuje sobre la varilla inferior y los tubos deslizantes, o sobre la cubierta de fricción, se mide con una celda hidráulica de carga instalada en el equipo colocado a nivel del suelo, cuya capacidad de empuje puede ser de 100 o 200 kN.

El cono eléctrico (figura 1.12c) fue desarrollado en Holanda por Fugro N. V. En este equipo, tanto el cono como los tubos deslizantes son introducidos con el gato continua y simultáneamente. El empuje sobre el extremo del cono y sobre los 120 mm de tubos deslizantes cilíndricos se miden por separado mediante celdas de carga eléctrica instaladas en el extremo inferior del penetrómetro.

Se ha encontrado que la resistencia del cono medida por los tres tipos no difiere significativamente, pero sí hay, por supuesto, diferencias entre los valores obtenidos para la fricción superficial. Se han desarrollado métodos empíricos con los cuales se identifica el tipo de suelo a partir de los extremos separados y combinados y de la resistencia a la fricción. El autor no confía en estas mediciones, por lo que prefiere utilizar la resistencia del cono sólo para detectar los factores a partir de los cuales pueda estimarse la fuerza de corte y la capacidad de deformación del suelo (véanse secciones 2.4.2 y 2.6.5) e identificar el tipo de suelo mediante perforaciones convencionales.

La experiencia resultante del uso y la familiaridad con la estratificación de sus suelos ha permitido a los holandeses prescindir de las perforaciones convencionales en su país; por ello sus diseños ordinarios de cimentaciones se apoyan casi por completo en las pruebas del cono.

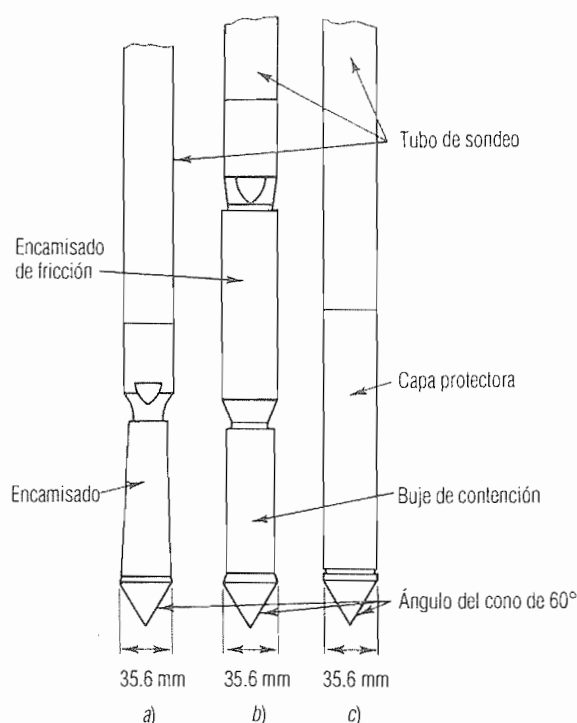


Figura 1.12. Tipos de penetrómetros de cono estáticos.
a) Cono encamisado. b) Cono encamisado de fricción. c) Cono eléctrico.

La prueba estática de cono es también un método valioso para registrar variaciones en los valores *in situ* de la densidad de suelos de arena suelta o arenas laminadas, y arcillas en condiciones en las cuales la densidad *in situ* se altera por las obras de perforación, por lo cual la evaluación resultante de la prueba de penetración estándar no es confiable. En suelos de grava gruesos, el cono solamente puede alcanzar una penetración limitada.

Las relaciones entre las pruebas estáticas de cono y la de penetración estándar se han revisado por Rodin *et al.*,¹⁹ quienes demostraron que no existen relaciones únicas entre ellas, aunque parecen estar relacionadas con el tamaño de la partícula. Thorburn^{1,10} ha sugerido una relación empírica en la forma gráfica (figura 1.13) que se basa en los hallazgos de varias autoridades en la materia. El procedimiento más adecuado es el de establecer la relación para un terreno dado a partir de la comparación de los valores de la resistencia estática de cono, con los resultados de la prueba de penetración obtenidos en perforaciones adyacentes cercanas.

El **presurómetro** emplea una sonda expandible radialmente que se introduce en una perforación de diámetro pequeño. Al alcanzar el nivel en que se realiza la prueba, el agua o la presión del aire hace que una celda colocada en el interior de la sonda se expanda contra las paredes de la per-

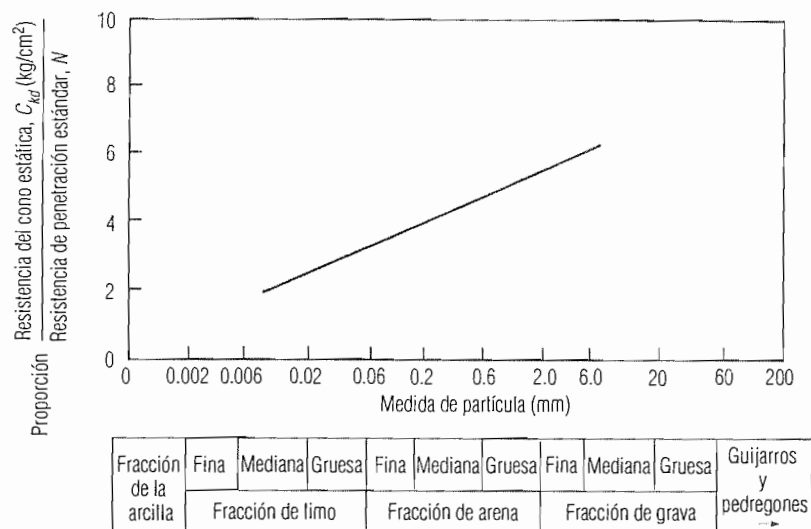


Figura 1.13. Relación entre la resistencia estática del cono y la resistencia estándar de penetración para un rango de distribución de partícula-medida (tomado de Thorburn^{1,16}).

foración. La celda mide la deformación del suelo en relación con un rango de presiones aplicadas, ya sea volumétrica-mente, con medidores del volumen ubicados en la superficie, o mediante medidores eléctricos dispuestos en el interior de la celda.

La expansión volumétrica o radial de la celda se grafica en relación con los incrementos de presión. Se obtiene un módulo de deformación o módulo del presurómetro, E_m , a partir de la porción pseudoelástica de la curva, y la fuerza de corte se deriva de la fase de rendimiento plástico final en la presión definida como presión límite, p_1 .

El presurómetro Menard¹⁷ se utiliza en perforaciones cuyo diámetro va de 35 a 80 mm. Tres celdas de hule independientes colocadas una sobre otra en el interior de la sonda sirven para aplicar una presión uniforme al suelo. La celda central está llena de agua presurizada neumáticamente, y las celdas superior e inferior se expanden por el aire* y la deformación radial se mide con medidores eléctricos fijados a las antenas en el interior de la sonda. Este instrumento es especialmente útil en suelos muy blandos o sueltos, en los cuales la alteración del suelo alrededor de una cavidad taladrada previamente puede ser perjudicial para la obtención de resultados fieles. Además de servir para conseguir el módulo de deformación y la fuerza de corte, el camkómetro se puede usar para obtener el esfuerzo horizontal *in situ* en el suelo al nivel en que se realiza la prueba.

*El camkómetro^{1,8} es un presurómetro autopercutor (*self-boring*) con un taladro rotatorio montado en la base de la sonda. La celda es expandida por aire comprimido.

Las pruebas de resistencia de la placa (*Plate bearing tests*) se hacen excavando un pozo hasta el nivel de cimentación, determinado previamente, u otra profundidad adecuada por debajo del nivel del suelo. Una vez hecho esto, se aplica una carga estática sobre un juego de placas en el fondo del pozo. La carga se incrementa sucesivamente hasta que se fractura la superficie al corte o, más comúnmente, hasta que la presión de carga sobre la placa alcanza algún múltiplo, por ejemplo, dos o tres, de la presión de carga propuesta para la cimentación total. Se mide la magnitud y la proporción del asentamiento bajo cada incremento de carga. Después que se alcanza la carga máxima, se reduce la presión sobre la placa en decrementos sucesivos, y se registra la recuperación de ésta en cada fase de la descarga. Este procedimiento se conoce como prueba de la carga mantenida y se emplea para obtener las características de deformación de la superficie. Por otra parte, la carga puede aplicarse con un ritmo continuo y controlado de penetración de la placa de 2.5 mm/min. Esto se conoce como prueba de penetración de proporción constante, y se aplica a suelos donde se requiere conocer la falla de la superficie al corte no drenado, como lo define un denso asentamiento de la placa, o si no aparecen indicios claros de falla con el incremento de carga, la capacidad de carga final se determina con una carga que provoque un asentamiento del 15 % del diámetro de la placa.

A pesar de que estas pruebas proporcionan aparentemente toda la información requerida por el diseño de cimentaciones, el método presenta serias limitaciones, y en ciertos casos los

datos resultantes de estas pruebas pueden ser totalmente erróneos. En primer lugar, es esencial que la placa de carga sea lo suficientemente grande para tomar en cuenta los efectos de fisura y otras discontinuidades del suelo o la roca.

La dimensión mínima de la placa, adecuada para obtener la fuerza de corte no drenada de arcillas rígidas fisuradas, es de 300 mm. Si se requiere conocer las características de deformación de estos suelos, se debe usar una placa de 750 mm en conjunción con el procedimiento de carga mantenida. Es esencial realizar la prueba de la placa en suelo o roca que tengan las mismas características de aquél que será sometido a esfuerzos por la cimentación real. Si, por ejemplo, las pruebas se realizan en una corteza rígida de arcilla erosionada que descansa sobre un suelo arcilloso blando de aluvión (figura 1.14), la información proporcionada por la prueba será errónea. Por lo general, una placa de 1000 mm es el límite económico, ya que una placa de este tamaño con, digamos, 800 kN/m², requerirá 63 ton de carga (kentledge), cuyo costo resulta muy caro, incluido el transporte y manejo de la placa. El costo de una placa de prueba de carga de 300-600 mm y 50 ton de carga (kentledge) es aproximadamente tres veces mayor que el de una perforación de 12 m de profundidad (en suelos blandos) combinada con pruebas *in situ* y de laboratorio. Una sola prueba de carga de la placa es, en cualquier terreno, insuficiente, ya que las características del suelo varían tanto con la profundidad como horizontalmente. Para obtener resultados representativos, es necesario hacer al menos tres pruebas, y de preferencia más. Se puede economizar en pruebas de carga de la placa en las rocas envolviendo contra el cable o las varillas de anclaje que se encuentran dentro de los hoyos taladrados en la roca, en vez de utilizar la carga (kentledge). Se han utilizado anclajes sencillos con éxito en lugar de la carga. El cable de anclaje que no está unido a la roca en su parte superior se pasa a través de un

hoyo taladrado en el centro de la placa que se va a probar. Una prueba de esta tipo se puede hacer en el fondo de la perforación.

El nivel del manto freático tiene un efecto importante sobre la capacidad de carga y asentamiento de las arenas. Así, una prueba de carga de la placa realizada a cierta distancia por encima del manto freático proporcionará resultados mucho más favorables de los que darán las cimentaciones reales, la cual transmite esfuerzos al suelo por debajo del nivel del manto freático. La prueba de carga de la placa no proporciona información, mediante la cual se pueda calcular la magnitud y proporción del asentamiento a largo plazo en arcillas.

A pesar de estas desventajas, la prueba de carga de la placa no puede excluirse de los medios de investigación del terreno, ya que en ciertas circunstancias puede proporcionar información que no se obtiene fácilmente con cualquier otro medio. Por ejemplo, la capacidad de carga y las características de deformación de ciertos tipos de roca como esquistos de arcilla rotos o materiales variables erosionados en forma heterogénea no se pueden medir a partir de pruebas *in situ* con el presurómetro o con pruebas de laboratorio, a causa de lo difícil que resulta la toma de muestras. En esas condiciones de suelo es necesario excavar una serie de pozos de prueba por debajo del nivel de cimentación. Los pozos se examinan cuidadosamente y se seleccionan tres o cuatro en los cuales el grado de erosión sea mayor que el promedio; en éstos se realizan pruebas de carga de la placa. Por otra parte, puede ser conveniente seleccionar pozos tanto en el suelo más blando como en el más resistente, de manera que pueda obtenerse un rango del módulo de deformación para calcular, de acuerdo con los métodos que se describen en la sección 2.6.6, el asentamiento diferencial probable. Se debe usar la placa de mayor tamaño, y se recomienda, como complemento de la prueba, excavar o sondear por debajo del nivel de la placa para averiguar si no hay huecos o masas duras de material que podrían afectar los resultados.

Las pruebas de carga de la placa, realizadas en material de relleno como ladrillo o escombros de piedra, son de valor dudoso a causa del gran tamaño de las partículas y la amplia variación en la densidad de estos materiales. En suelos rellenos con arena, grava, desechos de carbón o cenizas, sí pueden obtenerse resultados significativos con estas pruebas.

El procedimiento para efectuar las pruebas de carga de la placa se describe detalladamente en el BS 5930. La figura 1.15 muestra una prueba típica con un equipo desarrollado por el Building Research Establishment (Centro de Investigación de la Construcción).¹¹¹ Este equipo resulta adecuado tanto para

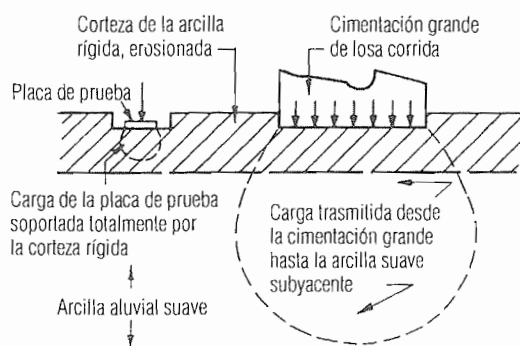


Figura 1.14

una prueba en un pozo abierto o en el fondo de una perforación de gran diámetro taladrada con el equipo que se describe en la sección 8.14.1. Los factores a tomar en cuenta en este equipo son los siguientes:

a) La prueba debe realizarse con la placa de carga sobre el nivel general en la base del pozo, es decir sin sobrecarga sobre la placa. La sobrecarga tiene un efecto importante sobre los resultados de la prueba, pero es difícil relacionar las condiciones en las pruebas con una placa con las condiciones de sobrecarga en la cimentación. Así, es preferible realizar las pruebas sin sobrecarga cuando se las compara con otras pruebas realizadas en las mismas condiciones. Para evitar las condiciones mostradas en la figura 1.14, el pozo se debe hacer por debajo de cualquier corteza rígida y realizar la prueba en el suelo blando que la sostiene.

b) La carga debe aplicarse mediante empujes con el gato contra la carga (*kentledge*) o contra una viga anclada en incrementos de un quinto de la presión del diseño propuesto. El método de aplicar una carga directa a la placa es poco confiable ya que es difícil prevenir la distribución desigual, y puede resultar peligroso si existen inclinaciones inesperadas. Si se usan anclas en lugar de la carga (*kentledge*), éstas deben estar a una distancia del centro de la placa de por lo menos tres veces el diámetro de la misma.

c) Se debe emplear un anillo de prueba o una cápsula de presión para medir la carga aplicada por el gato. Los medidores ordinarios de presión equipados con gatos hidráulicos son poco confiables, especialmente cerca del nivel de carga máxima del gato.

d) El asentamiento de la placa se debe medir con un medidor radial montado sobre una columna que se levanta desde el centro de la placa. Por otra parte, si las mediciones se hacen directamente sobre la placa, los medidores radiales deben colocarse al menos sobre dos puntos diametralmente opuestos. El movimiento debe registrarse con medidores radiales o de Vernier con una precisión de por lo menos 0.05 mm.

e) Los medidores de asentamiento se deben apoyar independientemente de la carga (*kentledge*). Comúnmente se emplea una especie de viga de referencia protegida del viento y del sol para sostener los medidores con los soportes del puente lo suficientemente alejados de la placa o de los apoyos de la carga (*kentledge*) a fin de protegerlos de los movimientos de la tierra causados por la carga y descarga. Deben registrarse las revisiones de nivel sobre la viga de referencia antes y después de terminar la prueba para asegurarse de que no haya ocurrido ningún movimiento en la viga durante la prueba. Los niveles deben estar referidos a una marca fija del terreno de carga, perfectamente identificable.

f) El rango de asentamiento causado por cada incremento de carga debe decrecer a un ritmo no mayor que 0.25 mm/h antes de aplicar el siguiente incremento.

g) Es conveniente medir tanto el asentamiento elástico como el asentamiento irreversible por descarga de la placa después de aplicar cada incremento sucesivo, o de varios incrementos seleccionados en el ciclo de carga.

La figura 1.16a y b muestra las gráficas del asentamiento debidos a la carga y al tiempo para la prueba de carga de una placa.

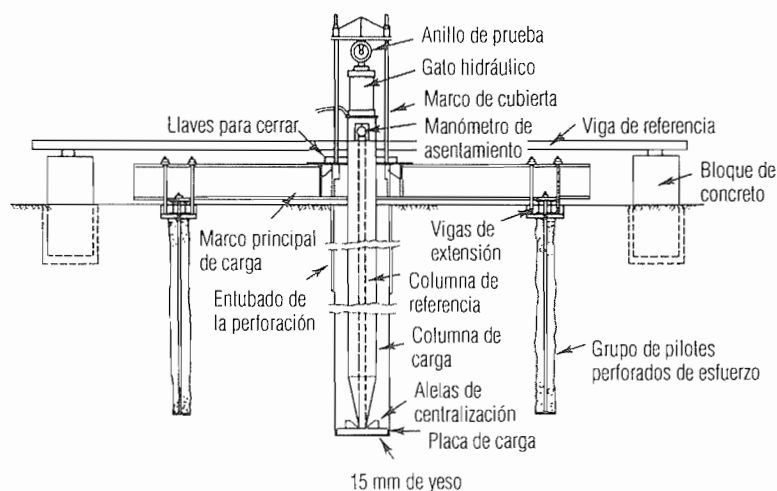


Figura 1.15. Equipo para la prueba de carga de la placa hecha en una perforación (tomada de Marsland¹¹¹).

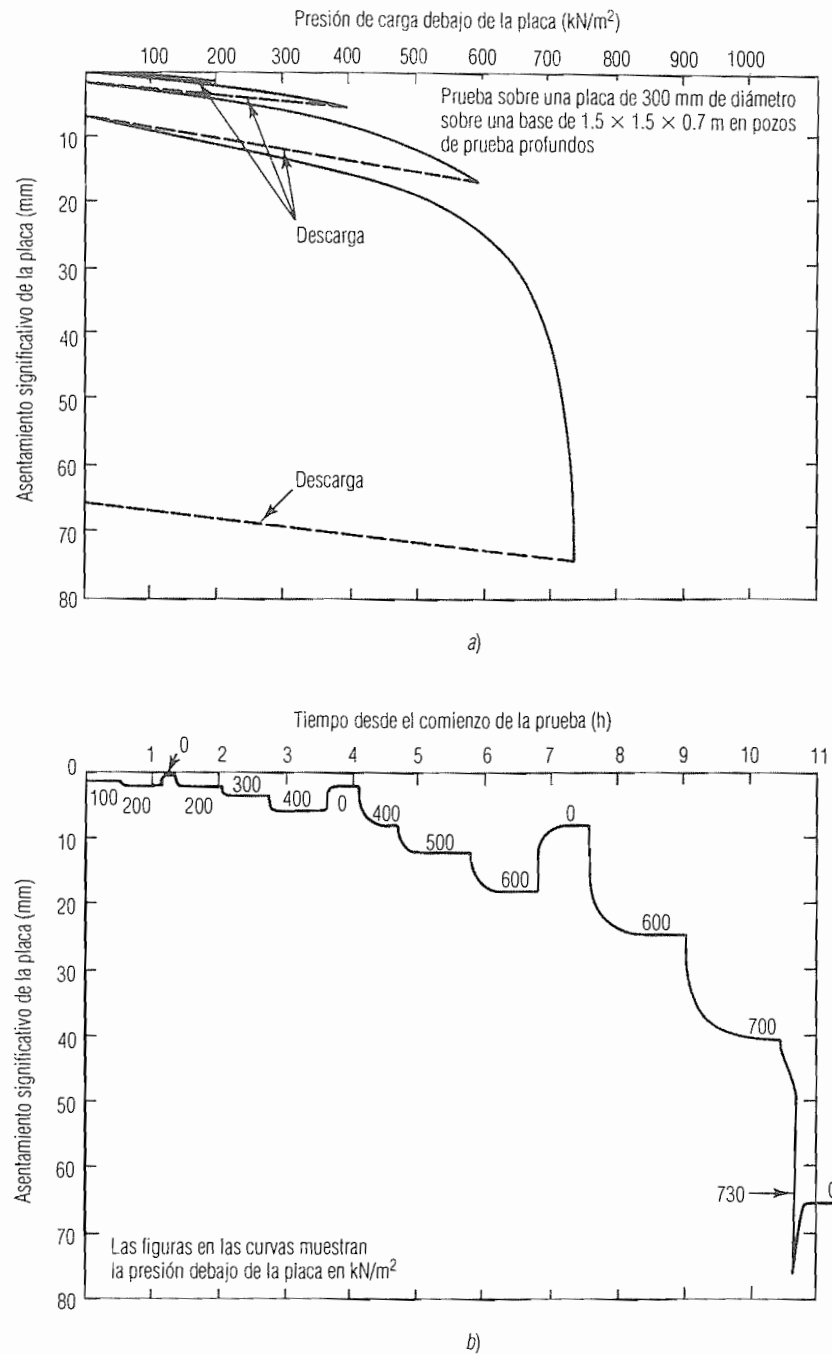


Figura 1.16. Resultados de la prueba de carga de la placa. a) Curva de asentamiento/carga. b) Curva de tiempo/asentamiento.

1.5. EXPLORACIÓN EN ROCAS

1.5.1. Requerimientos generales

Las investigaciones hechas en formaciones rocosas con base en la ingeniería de cimentaciones tienen que ver, en primer lugar, con las presiones de carga permisibles para cimen-

taciones de zapata corrida (*spread foundations*) o cargas de trabajo sobre pilotes, y en segundo, con las condiciones que es posible encontrar al realizar excavaciones en el estrato de roca para cimentaciones profundas. El ingeniero debe, por lo tanto, conocer: la profundidad a que se encuentra cualquier desgaste de roca; la presencia de cualquier zona astillada o fallas susceptibles al movimiento; la posibilidad de la existencia de

grietas, valles glaciales enterrados, cráteres de hundimiento o cavidades ocultas y la cantidad de agua que podrá bombearse de las excavaciones. Mucha de esta información se puede obtener de manera general a partir del conocimiento geológico sobre las condiciones locales, y del estudio de mapas y memorias. La asesoría de un geólogo es muy necesaria en cualquier proyecto importante construido en formaciones rocosas. Un estudio detallado de la distribución espacial, grosor y orientación de las uniones en la masa de roca, junto con una investigación de la composición y consistencia de cualquier roca erosionada u otro material que, infiltrado en las uniones, es una parte esencial de la exploración de masas rocosas que ayuda en la interpretación de los datos obtenidos en las perforaciones y en las pruebas de campo y de laboratorio. Si se hacen observaciones detalladas de las características de unión en las ubicaciones del presurómetro o en las pruebas de carga de la placa, los resultados de las pruebas serán aplicables a otras áreas del terreno en las cuales la formación rocosa presente características de unión similares.

La erosión u otras alteraciones de un estrato rocoso es indicio de que posiblemente se requiera variar los niveles de cimentación sobre un terreno; frecuentemente resulta difícil, si no imposible, calcular un nivel de cimentación definido para una estructura, a partir de los resultados obtenidos en las perforaciones. Por ejemplo, ciertos tipos de roca como la marga o la piedra caliza se ablandan como resultado de la filtración del agua a través de las fisuras y se forman zonas de roca debilitada con consistencia de arcilla blanda alrededor del material fuerte no erosionado. Si sólo se hacen unas pocas perforaciones, éstas pueden encontrar solamente roca sin desgaste y proporcionar una falsa impresión de las condiciones del suelo. Por el contrario, las perforaciones en las cuales sólo se encuentre roca erosionada ablandada pueden sugerir la presencia de un estrato profundo de arcilla blanda que sostiene la capa de roca dura, aunque tal vez este material blando sólo existe en fisuras relativamente angostas. La acción de los glaciales pudo causar alteraciones profundas e irregulares en la superficie del lecho rocoso; por ejemplo, la rotura y movimiento del esquisto o la inclinación de grandes bloques de roca.

Dado que la superficie es erosionable, las rocas pueden estar intersectadas por valles angostos o grietas que al igual pueden pasar inadvertidos en perforaciones o pozos de prueba, aunque un geólogo puede anticipar su presencia. Estas condiciones pueden requerir un rediseño o reubicación de las cimentaciones cuando la superficie real del lecho rocoso se descubre en la fase de construcción del proyecto.

Hay tres métodos usados para la exploración del subsuelo en roca:

- a) Pruebas en pozos
- b) Pozos taladrados
- c) Excavaciones con taladro rotatorio (*rotary core drilling*)

1.5.2. Pozos de prueba

Los pozos de prueba son el medio más satisfactorio para establecer las condiciones de cimentación en rocas, ya que permiten inspeccionar de cerca la superficie expuesta del lecho rocoso. La profundidad de los estratos se puede medir, con frecuencia es posible establecer el alcance de la erosión en capas o fisuras. La fuerza de la roca y su facilidad de excavación se puede determinar mediante pruebas con picos o herramientas de aire comprimido. De ser necesario, se pueden cortar bloques o cilindros de roca para pruebas de laboratorio. Sin embargo, los pozos de prueba sólo resultan baratos cuando el lecho rocoso se encuentra relativamente cerca de la superficie (a menos de tres metros). Se deben usar en lugar de perforaciones cuando el nivel de la roca está a menos de dos metros por debajo del nivel de la superficie, pero para profundidades entre dos y tres metros deben excavar algunos pozos sólo como complemento de la información proporcionada por las perforaciones.

1.5.3. Pozos taladrados

Cuando la roca se encuentra a más de tres metros de profundidad, los pozos de prueba excavados a mano resultan muy costosos. En el caso de que sea necesario establecer las características de la capa de roca ubicada a una cierta profundidad, por debajo de la superficie, en relación con el diseño de estructuras importantes, los datos se deben obtener a partir de pozos taladrados con una barrena mecánica rotatoria (véase sección 8.14.1). Los pozos deben tener un diámetro mínimo de 750 mm (de preferencia 1 m), se deben sostener completamente por un tubo de acero que se puede levantar del fondo del pozo según se requiera para permitir el examen de la superficie de la roca o para hacer pruebas como la de carga de la placa con la carga aplicada en una dirección horizontal. Se deben tomar en cuenta todas las medidas de seguridad en caso de descender a los pozos para exámenes geológicos o pruebas

in situ. Estas medidas están descritas en el CP 2011, "Medidas de seguridad en la construcción de perforaciones de gran diámetro para pilotaje y otros propósitos".

1.5.4. Perforaciones con taladro rotatorio

Las perforaciones con taladro rotatorio se consideran el método más satisfactorio para establecer las características de formaciones rocosas profundas por debajo del nivel de la superficie. Se sacan especímenes de roca en forma de núcleos cilíndricos de las perforaciones taladradas mediante un barreno. El extremo inferior del mismo está provisto de una zapata removible o saca muestras que lleva pedazos de diamante industrial en una matriz metálica. La rotación del barreno ocasionada por las barras de taladro provoca que el saca muestras corte la roca; estos cortes suben a la superficie al bombear un chorro de agua contra las barras de taladro. El agua de lavado también enfría las barras del taladro. En rocas blandas o arcillas rígidas y limos, se pueden usar inyecciones de agregados de carbón y tungsteno en lugar de diamantes. También se utiliza aire o restos de bentonita como medio para el flujo.

Los barrenos de núcleo están disponibles en varios tipos y tamaños según la profundidad de la excavación, el tipo de roca y el tamaño requerido de la muestra. Los barriles se fabrican también en longitudes diferentes, aunque los de 1.5 y 3.0 m de largo son los más usados para los trabajos de investigación del terreno.

El factor principal para decidir el tamaño del barril es el tipo de roca. Los de diámetro pequeño (22.2 o 28.6 mm) se

pueden usar de manera satisfactoria en rocas duras y sanas. En aquellas rocas más débiles es necesario emplear uno de gran diámetro, ya sea de tamaño N (54 mm de diámetro) o el tamaño H (76 mm de diámetro). En rocas muy débiles desmenuzables o duras pero muy fisuradas puede ser útil uno entre los llamados PF a ZF (96 a 165 mm de diámetro). La tabla 1.2 muestra los tamaños estándar especificados por las British Standards (Normas Británicas) 4019. Estos tamaños se usan por lo general en todo el mundo y, salvo cuando se especifique, corresponden a la American Diamond Core Drill Manufacturers Association (D. C. D. M. A.) (Asociación Norteamericana de Fabricantes de Taladros de Núcleo de Diamante). La tabla muestra también los tamaños del estuche para cada barril de núcleo en cada una de las clasificaciones.

Utilizar un núcleo largo de diámetro pequeño para así disminuir los costos, es un ahorro falso si esto implica una recuperación de núcleos mínima o ninguna en rocas débiles o pulverizadas. Es importante recoger los materiales más débiles cuando los cálculos de las presiones seguras de carga se hacen en núcleos de roca. Esto requiere, en la medida de lo posible, una recuperación del 100 % de los núcleos. Fracasas al obtener especímenes de rocas débiles en formaciones que presenten lechos alternados de materiales duros y débiles, impedirá cualquier cálculo razonable de la capacidad de carga de las formaciones. Un ejemplo real es el caso ocurrido en una construcción en un terreno en el cual una roca arenosa roja y fuerte estaba sostenida por roca arenosa erosionada y debilitada. En función del ahorro en la investigación del terreno se usó un taladro de núcleo largo de diámetro pequeño. La roca

Tabla 1.2. Medidas británicas estándar del cilindro rotatorio.

Designación del núcleo del cilindro rotatorio	Diámetro aproximado del núcleo (mm)	Diámetro aproximado del agujero barrenado (mm)	Diámetro exterior del entubado (mm)	Diámetro interior del ensamblaje del entubado (mm)
XRT ¹	17	30	36.5	30.23
EWX o EWM	21	38	46.02	38.10
AWX o AWM	30	49	57.15	48.41
BWX o BWM	41	60	73.02	60.32
NWX o NWM	54	76	88.90	76.20
HWX o HWF ¹	76	100	114.30	100.00
PF ¹	92	121	139.70	123.82
SF ¹	113	146	168.28	149.23
UF ¹	140	172	193.68	176.20
ZF ¹	165	200	219.08	201.60

¹ No. D. C. D. M. A., medidas convencionales.

arenosa erosionada subió a la superficie en forma de suspensión de arena en el agua del "lavado". Se identificó entonces a la roca erosionada como arena, por lo cual se adoptó una presión de carga baja para el diseño de cimentaciones. Al momento de excavar las cimentaciones en la fase de construcción se necesitó emplear herramientas de aire comprimido para romper la roca muy fracturada. Debió usarse una presión de carga mucho más alta, al menos de 1000 kN/m², pero en esta fase ya era muy tarde para cambiar el diseño.

La prueba de la carga puntual^{1,12} es un método rápido y económico para realizar una medición indirecta de la fuerza de compresión uniaxial de un espécimen del núcleo. Es especialmente útil en rocas sanas en las que se carezca de núcleos lo suficientemente largos para realizar pruebas de compresión

uniaxial en el laboratorio. El equipo para realizar la prueba de la carga puntual es fácilmente transportable y adecuado para utilizarse en el campo.

Dado que taladrar con diamante es un procedimiento caro, es importante tener mucho cuidado en conservar los núcleos obtenidos en los huecos taladrados. El valor de la investigación se pierde si se extravían los núcleos o se mezclan en las cajas. En caso de que se requiera realizar pruebas de laboratorio, se debe mantener el grado de humedad real *in situ* de las rocas débiles y erosionadas. Esto se puede lograr al cubrir con cera los núcleos seleccionados o al envolverlos en papel aluminio o en plástico.

El tipo de **taladro** a utilizar depende de la profundidad del hueco y del tamaño de núcleo que se requiere. Al probar la

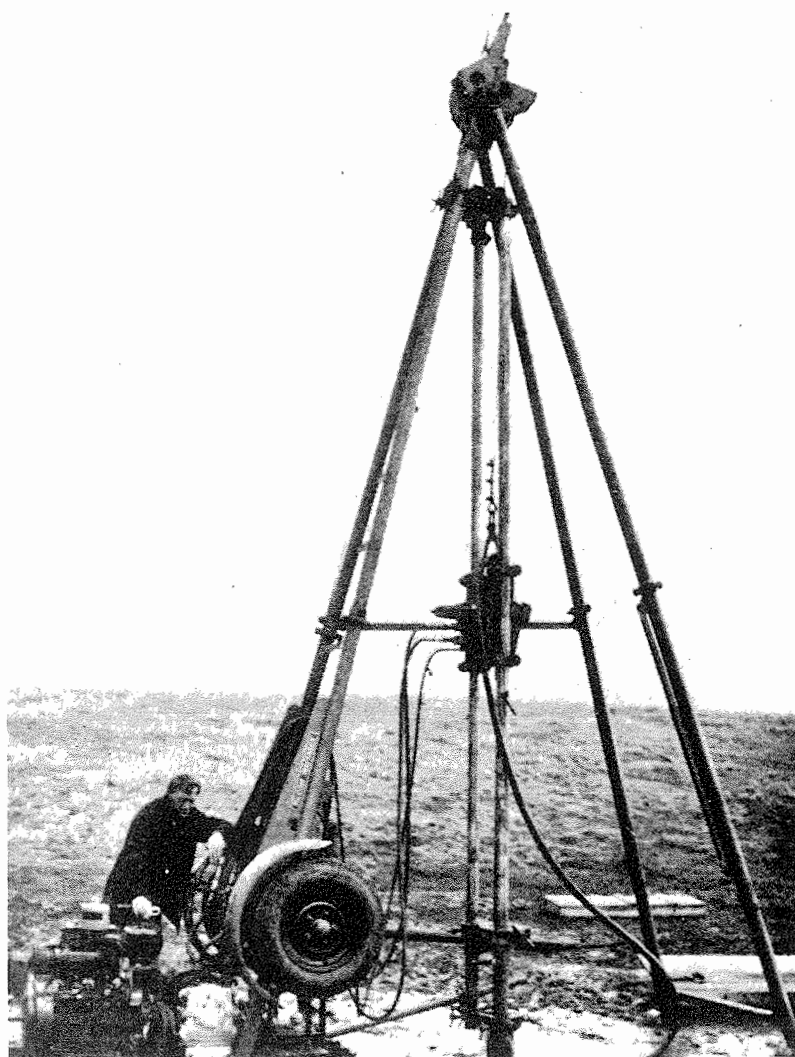


Figura 1.17. Accesorio del taladro con diamante "Pendant" en la English Drilling Equipment Company "Wayfarer" del equipo de exploración del suelo.

roca a una profundidad limitada con propósitos de cimentación se emplea generalmente un taladro de núcleo rotatorio (*rotary core drill*) como accesorio de un equipo estándar de percusión por cable que permita la toma de núcleos de la roca después de perforar con métodos normales de perforación de suelo. La figura 1.17 muestra el taladro de diamante "colgante" adaptado al equipo de exploración de suelos "Wayfarer" de la English Drilling Equipment Company. Consiste de un taladro de alimentación por gravedad impulsado por un motor hidráulico. La ventaja de la alimentación hidráulica es que el rango de penetración y empuje sobre el sacamuestras puede ser controlado por el taladro para adaptarse a las variaciones en las condiciones de la roca, mientras que un taladro activado por gravedad no permite el mismo control.

1.6. AGUAS SUBTERRÁNEAS

1.6.1. Observaciones sobre el nivel de agua

La información confiable acerca del nivel de aguas subterráneas en la profundidad propuesta para las excavaciones y perforaciones para los pilotes y dentro del área de influencia de las presiones de cimentación es vital en muchos aspectos del diseño y construcción de las cimentaciones. Lamentablemente, las observaciones sobre las condiciones de aguas subterráneas frecuentemente se dejan de lado en el trabajo de investigación del terreno. Esto es debido a que en los trabajos de percusión por cable las herramientas ocasionan amplias



Figura 1.18. Equipo pesado de taladro rotatorio de núcleo de diamante.

variaciones en el nivel de agua y frecuentemente es necesario añadir agua durante la operación del taladro. En perforaciones lavadas o trabajos con taladro de núcleo rotatorio no es posible obtener alguna información al respecto mientras se progresa en la perforación. Observar simplemente el nivel de agua una vez concluido el trabajo con el taladro es insuficiente, ya que pueden pasar días antes de que estos niveles recobren su condición de equilibrio. Las aguas subterráneas se deben monitorear por un periodo tan largo como sea posible mediante mediciones en uno o más tubos de extracción de fango o piezómetros instalados en las perforaciones. Un tubo de extracción de fango simple (figura 1.19a) consiste en un tubo de PVC con una ranura en un extremo y rodeado de un filtro granular (véase sección 11.3.4) o filtros de plás-

tico, resulta adecuado para los suelos granulares o rocas permeables. En limos o arcillas se requiere de un equipo más sensible. El piezómetro hidráulico (figura 1.19b) consiste de un elemento poroso conectado por tuberías gemelas de bajo calibre a una estación de lectura remota en la cual se miden las presiones con un manómetro de mercurio o un medidor Bourdon. En áreas en que el agua subterránea bajo presión se encuentra en capas freáticas combinadas entre dos estratos impermeables, es necesario instalar tubos de extracción de fango o piezómetros dentro de cada capa freática, cerrados a los estratos adyacentes mediante tapones expandibles o mortero de bentonita y cemento. Los detalles acerca de los tubos de extracción de lodo y los piezómetros y su método de instalación aparecen en el BS 5930.

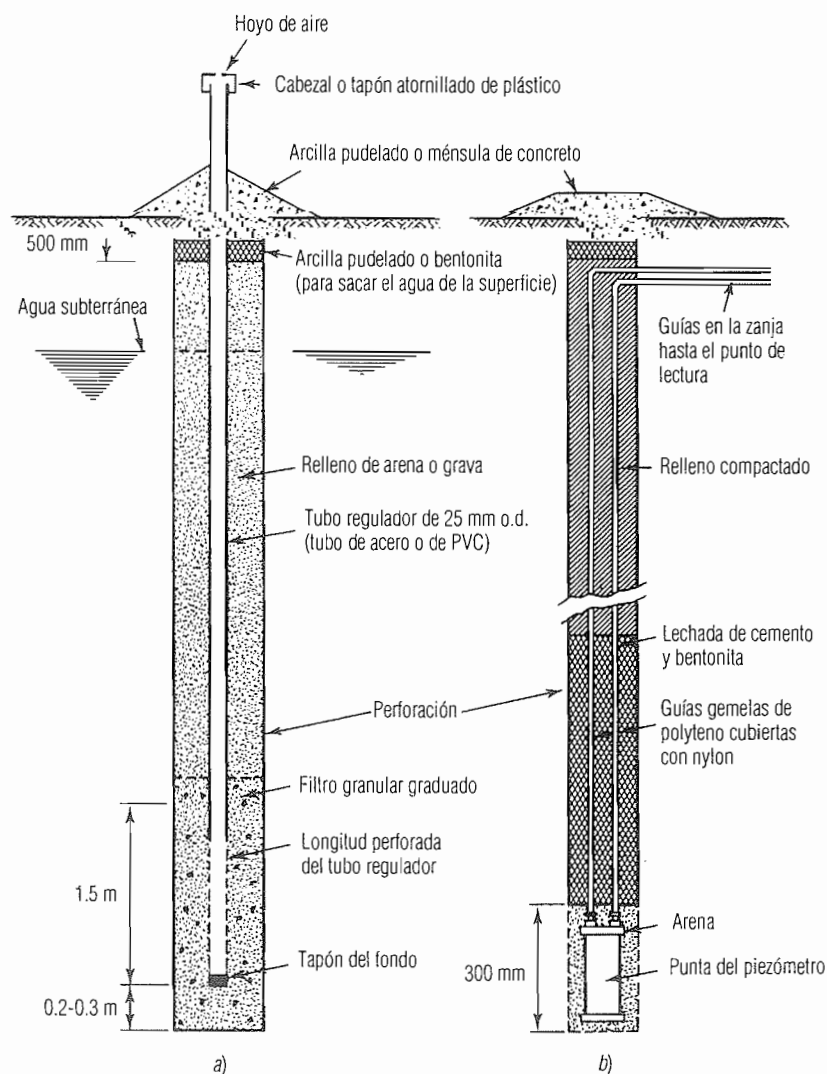


Figura 1.19. Tipos de piezómetros para las observaciones del nivel del manto freático. a) Tubo permanente. b) Piezómetro hidráulico.

1.6.2. Muestreo de aguas subterráneas

Dado que se requiere el análisis químico de las muestras de aguas subterráneas para determinar los riesgos de la acción agresiva de las mismas sobre estructuras enterradas como cimentaciones (véase capítulo 13) o instalaciones para disminución de aguas subterráneas, es importante que las muestras no se diluyan con el agua empleada en la perforación. El muestreo se debe hacer justo cuando se descubre el agua subterránea en un pozo o perforación. Si es necesario tomar muestras durante el proceso de taladrar, se debe bombear la perforación o sacar el agua y dejar que ésta se filtre antes de tomar las muestras. El muestreo de las aguas subterráneas confinadas en capas freáticas se debe hacer de preferencia a partir de tubos de extracción de lodo o piezómetros sellados en estos estratos. Puede ser necesario realizar una prueba del pH del terreno inmediatamente después de la extracción de la muestra en caso de que se requiera una medición de la acidez de las aguas subterráneas para determinar la acción agresiva sobre concreto o acero (véase sección 13.2). Esto se debe a que el agua puede oxidarse al contacto con el aire en el recipiente de muestra, e incrementarse así la acidez. Las muestras de agua para análisis de bacterias en relación con los estudios de corrosión se deben tomar en recipientes especialmente esterilizados.

1.6.3. Pruebas de permeabilidad de campo

Las pruebas de campo para determinar la permeabilidad *in situ* de suelos y rocas subterráneas se utilizan en conexión con esquemas de desagüe de las aguas subterráneas cuando es necesario estimar el número y diámetro de los pozos de bombeo y el tamaño de las bombas para una dimensión de excavación dada (véase sección 11.2.2). Estas pruebas se usan también para determinar el rango de consolidación del estrato del suelo sometido a la carga de la cimentación y obtener resultados más confiables que con las pruebas de laboratorio convencionales en las cuales se emplea el odómetro o consolidómetro (véase sección 2.6.6) y en estudios para presas y pantanos (*impounding reservoir*) cuando se requiere información acerca del rango de filtración por debajo de la presa o hacia el área alrededor de la misma. Estas pruebas se pueden hacer de manera muy económica en las perforaciones para investigación del terreno en caso de que pruebas relativamente simples puedan proporcionar información confiable sobre

la permeabilidad del suelo. El BS 5930 describe dos tipos de pruebas. En la **prueba de volumen variable** (*variable head test*), se rellena un tubo piezométrico con agua y luego se la deja descender hasta que alcance el equilibrio con el nivel de agua del área circundante. Se mide el descenso del nivel de agua en el tubo a intervalos de tiempo desde el inicio de la prueba. Por otra parte, el agua se puede bombear o sacar del tubo piezométrico y el volumen creciente se registra hasta que alcance el equilibrio. En la **prueba de volumen constante** (*constant head test*), se deja fluir agua en el tubo hasta que el volumen de agua tenga un valor constante y se registra el rango de flujo necesario para conseguir esta condición.

Las **pruebas de bombeo** en que el agua subterránea se bombea desde un pozo, incluyen el trazado del nivel de agua circundante en una serie de tubos de extracción de lodo o piezómetros, son costosas y toman mucho tiempo. Se realizan generalmente en relación con pruebas para instalaciones a gran escala para utilización de aguas subterráneas (véase sección 11.2.2).

El BS 5930 describe los detalles acerca de todas las pruebas mencionadas y los métodos de registro e interpretación de las mismas.

1.7. REGISTROS DE PERFORACIONES

La bitácora del terreno o "diario", es la primera fase de la preparación de los registros de perforaciones que proporciona un registro de los estratos del suelo o la roca determinado por el examen visual de campo. Todos los datos relevantes sobre niveles de aguas subterráneas, niveles reducidos de cambios en los estratos, profundidades de la toma de muestras y registros sobre cualquier prueba realizada *in situ* aparecen en estas bitácoras, las cuales proveen información preliminar al diseñador y permiten elaborar el programa de las pruebas de laboratorio. La segunda fase es el registro final, que se incluye en el reporte de ingeniería sobre la investigación del terreno. En este registro se corrigen, cuando es necesario, las descripciones de suelos y rocas, de acuerdo con la información proporcionada por las pruebas de laboratorio, el muestreo y la asesoría de un geólogo. En ambas fases de la presentación del registro de perforaciones es importante la consistencia en el método de descripción de los tipos de suelo y roca. El BS 5930 describe el método estándar de descripción y anotación en registros de perforaciones y bitácoras.

Si se han realizado trabajos con taladro de núcleo rotatorio

(*rotary core drilling*) en rocas, un cálculo fundamental a la práctica estándar del porcentaje de recolección de núcleos, es una ecuación de la **rock quality designation** (RQD) (designación de la calidad de la roca) y el índice de fractura para cada vuelta del barreno (*core barrel*), donde:

$$\text{RQD (en porcentaje)} = \frac{\text{longitud del núcleo recuperado como cilindros sólidos, cada uno mayor de 100 mm de largo}}{\text{largo del núcleo corrido}} \times 100$$

El RQD es una medida de la cercanía de las uniones o fracturas en la roca, por lo tanto, relacionada con la permeabilidad y características de deformación de la masa rocosa. El índice de fractura es una ecuación del número de fracturas naturales en una longitud tomada arbitrariamente, usualmente un metro.

1.8. INVESTIGACIONES PARA CIMENTACIONES DE OBRAS SOBRE AGUA

El equipo y las técnicas para realizar perforaciones a través del agua son esencialmente los mismos que para efectuarlas en tierra. Para perforaciones cerca de tierra firme o de estructuras ya existentes, o en aguas poco profundas, resulta económico usar andamios para cargar el equipo. Éstos pueden ser de construcción ligera como los de tubos de acero (figura 1.20), ya que el equipo de taladrar no es muy pesado. Si el lugar de las perforaciones se encuentra a menos de 50 m de la tierra, la plataforma puede conectarse a la costa mediante una pasarela. Para distancias mayores puede resultar más conveniente, económicamente, erigir la plataforma como una isla y colocarla, ya sea mediante un remolque flotante o a manera de una losa que se puede hundir al entrar agua a las cámaras de flotación. Para perforaciones en aguas con mayor profundidad a los 10 m o en alta mar, es conveniente montar el equipo en una plataforma voladiza encima de un lado de un remolque o pontón. Este tipo de embarcaciones es adecuado para trabajar en aguas protegidas o donde haya un puerto lo suficientemente cerca para que la embarcación se remolque hasta él en época de tormentas. En trabajos en mar abierto, lejos de un puerto, se recomienda usar una embarcación con motor la cual, al primer indicio de peligro, suelta sus

amarras y se pone a resguardo de la tormenta en el lugar más próximo disponible.

Los trabajos de perforación hechos desde una plataforma flotante en aguas profundas, hasta cerca de 30 m, requiere ligeras modificaciones en la técnica y hay complicaciones al hacer las pruebas *in situ* tales como pruebas con veleta y de cono estático. Para investigación en aguas profundas, es decir, aquellas cimentaciones destinadas a la explotación petrolera y plataformas de producción, necesitan de técnicas especiales, ya que equipos como el de la prueba de penetración estándar o el penetrómetro de cono no se puede usar sin un "string" de perforación de 200 m o más de longitud por debajo del nivel de la plataforma de perforación. En investigaciones de este tipo, las perforaciones se hacen generalmente mediante métodos rotatorios con agua o flujo de lodo, con muestreo con núcleos de barreno bajado de la cabeza de perforación mediante cables, colocados en la posición indicada y sacados de nuevo a la superficie de igual manera. Las muestras obtenidas con este barreno de "línea de cable" no son de buena calidad comúnmente, y se confía más en las *pruebas in situ* para obtener las fuerzas cortantes y los valores de deformación. Se han desarrollado varios sistemas para asegurar los núcleos largos para las pruebas de cono o de veleta. Hasta ahora no hay estandarización del equipo o los métodos de prueba, y la información está un tanto dispersa en las actas de las numerosas conferencias sobre tecnología de perforaciones en el mar realizadas en Europa y Norteamérica.

1.9. MÉTODOS GEOFÍSICOS DE INVESTIGACIÓN DEL TERRENO

Es posible determinar la estratificación de suelos y rocas por métodos geofísicos, los cuales miden los cambios en ciertas características físicas de estos materiales, por ejemplo, magnetismo, densidad, capacidad resistiva eléctrica, elasticidad o una combinación de estas propiedades. Sin embargo, el valor de estos métodos para la ingeniería de cimentaciones es limitado ya que sólo registran cambios en la estratificación cuando las capas tienen propiedades geofísicas apreciablemente diferentes, y la única información útil que proporcionan es el nivel de las interfases entre los varios estratos. En general se carece de información vital sobre las condiciones de las aguas subterráneas. Los métodos geofísicos, en su estado actual de desarrollo, no proporcionan datos cuantitativos sobre la fuerza cortante, compresibilidad o distribución de las partículas, pero las mediciones de la velocidad sísmica pueden

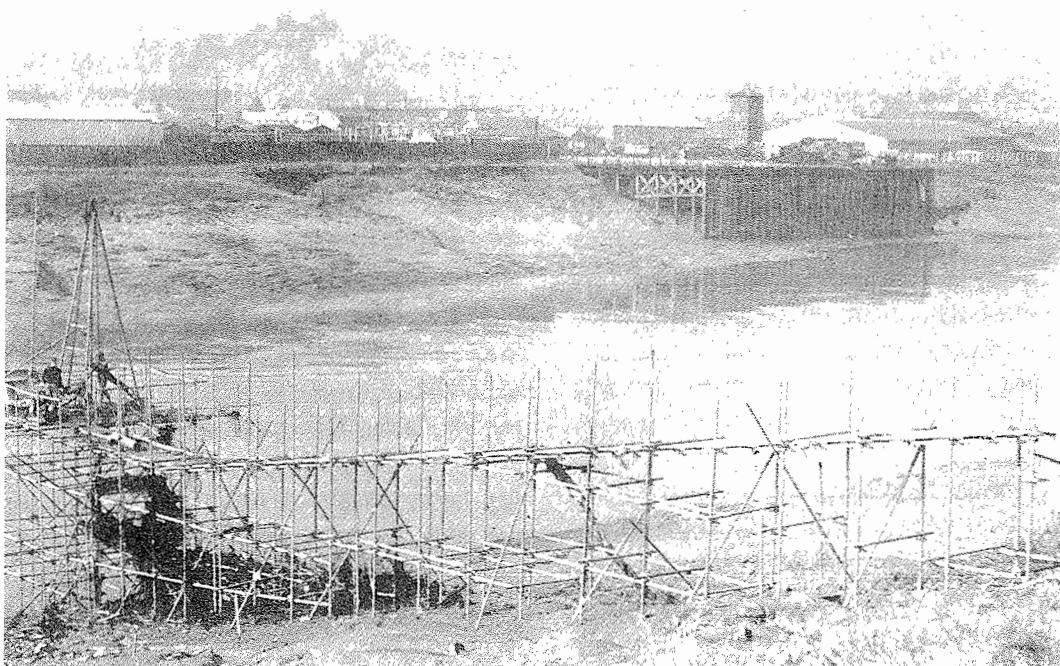


Figura 1.20. Plataforma de acero tubular para una perforación exploratoria sobre agua.

ayudar a calcular el efecto de las discontinuidades sobre la compresibilidad de las masas rocosas (véase 2.7). En el mejor de los casos, los sondeos geofísicos son un medio para obtener datos sobre los cambios en los estratos entre perforaciones muy espaciadas. En terrenos muy grandes, el empleo de métodos geofísicos puede representar un gran ahorro dada la rapidez con que permiten cubrir grandes áreas. Antes de decidirse por estos sondeos, el ingeniero debe considerar si no sería preferible emplear otros métodos, como las perforaciones “lavadas” o sondeos, las pruebas estáticas o dinámicas de penetración de cono, ya que éstos también son rápidos y tienen la ventaja de proporcionar datos sobre la densidad *in situ* o la fuerza cortante de los suelos. Generalmente, los métodos geofísicos resultan más adecuados para investigaciones profundas sobre estratos rocosos, por ejemplo, para presas o túneles, en donde se requiere la estratificación de la roca a gran profundidad y para investigación de suelos que contengan muchos guijarros o pedregones en los cuales es imposible sondear o realizar pruebas de penetración de cono. Sin embargo, los geólogos perseveran en el desarrollo de equipo y aparatos portátiles para usarlos en proyectos de ingeniería civil y hasta es posible que el uso de estos métodos se incremente al emplearlos a discreción y correlacionados con los datos obtenidos en las perforaciones y con una interpretación geológica calificada enfocada al problema de la cimentación. Los principios en que se basan las técnicas geofísicas están descritos por Griffith y King.^{1,13} Los métodos de uso general son:

- a) Resistividad eléctrica
- b) Refracción sísmica
- c) Reflexión sísmica
- d) Magnetismo
- e) Registro de perforaciones

El método de la resistividad eléctrica hace uso de las diferencias en la resistencia eléctrica o conductividad entre un tipo de suelo o roca y otro.

Se pasa una corriente eléctrica a través de la tierra entre un par de electrodos (electrodos de corriente), y se mide la caída de potencial mediante un par de electrodos internos conocidos como electrodos de potencial. Los cuatro electrodos están distribuidos a espacios iguales en una línea recta de manera que al variar el espacio la profundidad de penetración de la corriente puede modificarse. En la técnica del electrodo expandible, las distancias entre los pares de corriente y los electrodos de potencial se incrementan progresivamente y la caída del potencial entre cada uno de los espaciamientos se mide. Los resultados se analizan con métodos gráficos o matemáticos con los que se puede deducir el nivel de los diferentes estratos. Se debe tener cuidado en la interpretación de los datos referentes a la resistividad ya que el nivel de los mantos freáticos puede aparecer como un cambio en la estratificación y se puede producir una confusión si hay niveles de agua estancada; además, ciertos materiales como la turba y las pirritas de hierro con resistividades muy bajas, y si estos depósitos

son irregulares en extensión y grosor, puede ser imposible lograr una interpretación de los datos de resistividad. El método de resistividad eléctrica proporciona datos útiles sobre conductividad de suelos en relación con esquemas para proteger contra la corrosión a las estructuras de acero enterradas.

Los métodos sísmicos se basan en el hecho de que los suelos y rocas presentan diferencias en la velocidad de propagación de las ondas a través de ellos. Así, cuando se activa una carga explosiva al nivel de la tierra o en una perforación, las ondas viajan en todas direcciones a partir del punto de la explosión (*shot point*) y se refractan y reflejan por los diferentes estratos. Viajan a una mayor velocidad en rocas y suelos altamente consolidados que a través de los depósitos con revestimientos (*overburden*) sueltos. Por lo tanto, la naturaleza y profundidad de un estrato puede deducirse al medir con un sismómetro o sismógrafo el tiempo que tardan las ondas en llegar a un punto de la superficie.

El método de refracción sísmica resulta más adecuado para los propósitos de ingeniería civil en exploración superficial que la técnica de la reflexión, la cual se limita en los sondeos sísmicos convencionales a profundidades mayores que los 100 mm.

El perfil sísmico continuo hecho con los métodos *sparker*, *pinger* o *boomer* es una técnica de *reflexión sísmica* que se restringe a investigaciones realizadas por encima del agua. El principio del método es abastecer de una fuente intermitente de energía acústica al extremo de un cable remolcado por una barcaza. Las ondas de energía se reflejan de regreso al chocar contra el fondo del mar y los diferentes estratos de reflexión. Las ondas reflejadas se recogen con un remolque hidrofónico en un cable paralelo a la fuente de energía y analizado en forma de una tabla continua, mostrando los niveles del lecho marino y varios estratos reflejados. El método es aplicable en obras de cimentación para puentes con grandes claros, túneles subacuáticos, diques o proyectos de puertos.

Los métodos magnéticos se basan en la medición de la variación en intensidad del campo magnético de la Tierra. Se han usado, pero no siempre con éxito, para trazar la localización de cavidades subterráneas ocultas como cráteres de hundimiento o excavaciones mineras en desuso. El magnetómetro de protón es el instrumento más conveniente para este propósito.

Los aparatos de registro de perforaciones son ondas introducidas en las perforaciones para llevar un registro continuo de características como la resistividad, el potencial, la velocidad de las ondas de corte y la compresión y la densidad de la tierra. Estos sistemas emplean aparatos de resistivi-

dad, sónicos y radiactivos, para registrar estas características. El uso de estos métodos no es, hasta el momento, amplio en las investigaciones de ingeniería de cimentaciones ya que con ellos se carece de una correlación entre las mediciones de estas características del suelo y ciertos parámetros del mismo como la fuerza cortante, la compresibilidad y la distribución a nivel de partículas. Sin embargo, hay campo para su desarrollo, especialmente en las investigaciones del terreno en aguas profundas, en las cuales resulta difícil obtener información con los métodos convencionales (véase sección 1.8).

1.10. PRUEBAS DE SUELOS EN LABORATORIO

Las características físicas de los suelos se pueden medir mediante pruebas de laboratorio de muestras extraídas en perforaciones o pozos de prueba. Los resultados de las pruebas de fuerza cortante se pueden usar para calcular la capacidad de carga final de suelos o la estabilidad de las paredes en excavaciones para cimentaciones y presas. Las pruebas de laboratorio proporcionan también datos a partir de los cuales es posible clasificar los suelos y hacer predicciones sobre su comportamiento bajo la carga de la cimentación. A partir de la información obtenida en las pruebas de laboratorio, se pueden establecer métodos de tratamiento del suelo para superar las dificultades en las excavaciones, especialmente cuando se enfrentan problemas de aguas subterráneas. Es importante tener siempre en cuenta la variabilidad de la composición y el estado de consolidación de los depósitos de suelo naturales; por lo tanto se requiere aplicar un juicio basado en el sentido común y la experiencia al establecer los resultados de las pruebas y saber cuándo se puede confiar en éstos o descartarse. Es peligroso tener una fe ciega en las pruebas de laboratorio, especialmente cuando se realiza un número reducido de las mismas. La información que éstas proporcionan se debe estudiar en combinación con los registros de perforaciones y otras observaciones del terreno; cualquier estimación de presiones de carga u otros datos relacionados con el diseño obtenidos de ellas se deben verificar tanto como sea posible con las condiciones conocidas y la experiencia.

Las pruebas de laboratorio deben ser tan simples como sea posible. Las que emplean un equipo muy complejo, son tardadas y por lo tanto costosas, son susceptibles de error a menos que sean supervisadas cuidadosas y concienzudamente por técnicos altamente experimentados. Estos métodos pueden resultar injustificados si se dispone de pocas muestras o si su costo

es alto en relación con el proyecto. Las pruebas caras y complicadas sólo se justifican si el incremento en la fidelidad de los datos se traducirá en ahorros sustanciales en el diseño o eliminarán el riesgo de un costoso fracaso.

Un punto importante a favor de realizar un número razonable de pruebas de laboratorio es el incremento de la cantidad de datos relacionados con el comportamiento de las cimentaciones, acumulados a través de los años; por ejemplo, estabilidad y asentamiento, permiten a los ingenieros usar las pruebas de laboratorio con gran confianza. En el peor de los casos, los resultados de las pruebas proporcionan una verificación de las descripciones de campo de las perforaciones basadas en la inspección visual y la manipulación de las muestras de suelo, son un correctivo útil a las primeras impresiones de los ingenieros acerca de la fuerza de un suelo basadas en la información aparente de la perforación o el pozo de prueba.

Las pruebas de mecánica de suelos relacionadas con la ingeniería de cimentaciones, según el BS 1377, son las siguientes:

- a) Examen visual
- b) Contenido de humedad natural
- c) Límites líquido y plástico
- d) Distribución a nivel de partículas
- e) Compresión no confinada
- f) Compresión triaxial
- g) Caja de corte (*Shear box*)
- h) Veleta (*vane*)
- i) Consolidación
- j) Permeabilidad
- k) Análisis químicos

La finalidad de **las pruebas visuales** realizadas en el laboratorio es obtener el color, la textura y la consistencia de las muestras alteradas e inalteradas recogidas en el terreno. Esto debe aparecer como tarea de rutina en las descripciones del ingeniero de campo o del encargado de las perforaciones.

Los resultados de las pruebas de **contenido de humedad natural** se comparan y relacionan con los límites líquidos y plásticos de los tipos de suelo correspondientes, a fin de planificar el programa de las pruebas de fuerza cortante y para asegurarse de no omitir las pruebas en los suelos más blandos (como lo sugeriría el contenido de humedad más alto obtenido). En este procedimiento se asume que habrá una cierta selección entre el alto número de muestras recibidas en

el laboratorio. Si por el contrario, se decide que las pruebas de fuerza cortante se realizarán en todas las muestras no alteradas disponibles, entonces no será necesario determinar por separado el contenido de humedad ya que esto se incluye en el procedimiento de la prueba de fuerza cortante. Generalmente, no tiene caso realizar pruebas de contenido de humedad natural en muestras alteradas ya que los resultados pueden no ser representativos de las condiciones *in situ* de los suelos, debido al procedimiento empleado para la perforación. Si por algún motivo se requieren datos adicionales sobre el contenido de humedad aparte de los obtenidos en las muestras no alteradas, se deben seleccionar las muestras especialmente para este propósito; por ejemplo, muestras tomadas de la zapata de corte, del tubo de muestreo o del *slit spoon* en la prueba de penetración estándar.

Las pruebas del límite líquido y plástico se hacen en suelos de alta cohesión para clasificarlos y predecir sus propiedades en ingeniería. La tabla de plasticidad de Casagrande (figura 1.21) se puede usar para predecir la compresibilidad de arcillas y limos. Al emplear esta tabla es necesario saber si el suelo es de origen orgánico o inorgánico. Los suelos orgánicos generalmente son de color oscuro y tienen un olor característico a vegetación putrefacta. En caso de existir duda, el límite líquido se debe determinar en un espécimen secado en un horno. Si el secado reduce el límite líquido de un espécimen fresco 30 % o más, el suelo es orgánico. El procedimiento usual es hacer las pruebas del límite líquido y plástico a unas pocas muestras seleccionadas de cada tipo principal de suelo encontrado en las perforaciones. Al comparar los resultados y trazar los datos sobre

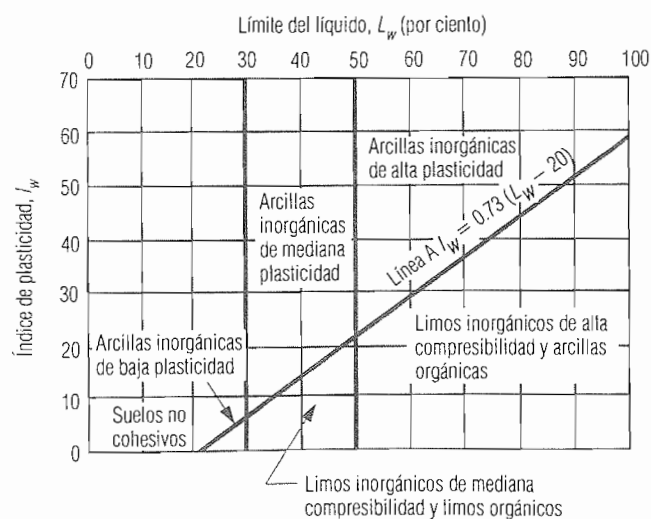


Figura 1.21. Índice Casagrande de plasticidad.

iebas de
altera-
nar por
ye en el
lmente,
medad
eden no
suelos,
i. Si por
conteni-
stras no
ilmente
is de la
n en la

tico se
prede-
idad de
decir la
tabla es
orgáni-
scuro y
cta. En
inar en
duce el
el suelo
ebas del
cciona-
s perfo-
s sobre

la carta de plasticidad se clasifican los diversos tipos de suelos, en un orden aproximado de compresibilidad, y las muestras se pueden seleccionar de acuerdo con éste para las pruebas de consolidación en caso de que se requieran.

La prueba de distribución a nivel de partícula es una forma de clasificación de pruebas en la cual se usan los análisis de tamiz (criba), o una combinación de éstos y el análisis de sedimentación o de hidrómetro para obtener curvas graduadas que se pueden trazar en el esquema mostrado en la figura 1.22. Las curvas no tienen un valor directo para establecer la presión de carga permisible, por lo general la realización de este tipo de prueba no es necesaria en relación con ninguna investigación en arcillas o en caso de arenas y gravas cuando la excavación está por encima del nivel del agua. La prueba de distribución a nivel de partícula es, sin embargo, de gran valor en investigaciones de problemas de excavación en suelos permeables por debajo del nivel del agua. Cuando los resultados se pueden usar para averiguar cuáles entre varios procesos geotécnicos son los factibles para canalizar las aguas subterráneas o para el tratamiento del mortero, según se describe en la sección 11.3.1.

La fuerza cortante de los suelos se usa directamente para calcular la capacidad de carga final (capítulos 2, 4 y 7), y la presión de la tierra sobre excavaciones laminadas (sección 9.6.2).

La prueba de compresión no confinada es el tipo más sencillo para medir la fuerza cortante; en Gran Bretaña se realiza por lo general directamente sobre muestras de 40 mm sacadas por eyección de tubos del mismo diámetro, o sobre especímenes de prueba de 40 mm cortados de tubos de muestra de mayor diámetro. En suelos donde el contenido de

grava imposibilite el corte de especímenes de 40 mm, la prueba de compresión no confinada se puede hacer directamente sobre los de 100 mm sacados por eyección de tubos de muestra del mismo diámetro.

Este tipo de prueba no se puede realizar en suelos de baja cohesión o en arcillas y limos, muy blandos para mantenerse firmes en la máquina sin colapsarse antes de que la carga sea aplicada. En el caso de suelos fisurados o quebradizos los resultados son menores a la verdadera fuerza *in situ* de éstos.

La prueba de compresión triaxial es una forma más adaptable de prueba de fuerza cortante; se puede aplicar a un rango más amplio de tipos de suelos que la de compresión no confinada, así como las condiciones de pruebas y observaciones se pueden variar para acabar con diversos problemas de ingeniería. Se usa para determinar la cohesión (c) y el ángulo de resistencia a la cortante (ϕ) de un suelo, como se define en la ecuación de Coulomb-Mohr.

$$s = c + p \tan \phi \quad (1.1)$$

Los tres tipos principales de pruebas triaxiales son:

- a) No drenada
- b) Consolidada-no drenada
- c) Drenada

En la **prueba no drenada** se impide que el espécimen se drene durante la aplicación de la presión completa o del esfuerzo desviador, con lo cual se evita que la presión del poro se disipe en alguna fase de la prueba. En el caso de un suelo saturado de alta cohesión, este procedimiento de prueba

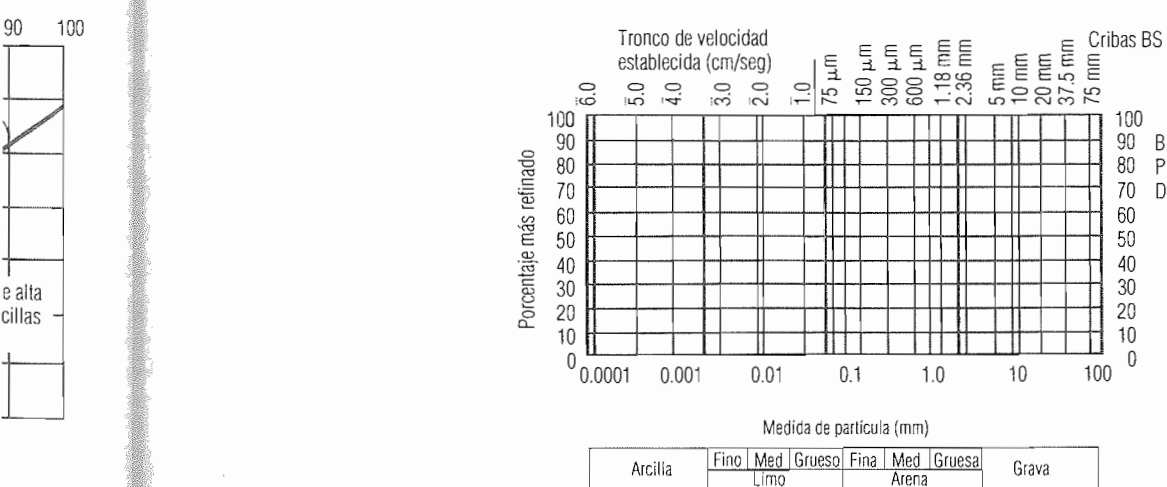


Figura 1.22. Tabla de distribución de medida de partícula.

reproduce las condiciones que se dan cuando el suelo bajo la cimentación a escala real se somete a carga o se remueve tierra de una excavación abierta o laminada. En estas condiciones las presiones del poro en el suelo por debajo de la cimentación cargada o en el suelo, detrás de la cara de una excavación, no alcanza a disiparse durante el tiempo de aplicación de la fuerza. Los análisis para determinar la capacidad de carga última del suelo de la cimentación, o la estabilidad inicial de excavaciones, se manejan en términos de esfuerzos totales.

El procedimiento para **la prueba consolidada-no drenada** es permitir que el espécimen se drene mientras se aplica la presión completa; de esta manera se deja que el espécimen se consolide totalmente en esta etapa de la prueba. El drenado se impide durante la aplicación de la fuerza desviadora.

En el caso de la **prueba drenada**, se permite el drenado del agua de los poros del espécimen, mientras dure la etapa de consolidación bajo la presión completa, como durante la aplicación de la fuerza desviadora. El lapso entre la consolidación bajo la presión completa y la aplicación de la fuerza desviadora debe ser lo suficientemente lento para asegurarse de que no habrá aumento de la presión sobre el poro en ninguna fase de la prueba. Los procedimientos para las pruebas consolidada no drenada y drenada corresponden a las condiciones en que el suelo bajo el nivel de cimentación es lo suficientemente permeable para permitir la disipación del exceso de presión de agua en los poros durante el periodo de aplicación de la carga de la cimentación o cuando puedan ocurrir cambios en las presiones de agua en los poros debidos a influencias externas en cualquier momento durante la vida de una estructura. La estabilidad a largo plazo de las pendientes excavadas se investiga también mediante las pruebas consolidada no drenada y drenada. Estos problemas de estabilidad a largo plazo se analizan en términos del esfuerzo efectivo (véase sección 9.3). El lector puede dirigirse a un libro de Bishop y Henkel^{1,14} para un estudio detallado y autorizado de la prueba triaxial y a una bibliografía extensiva de la aplicación de los diversos tipos de pruebas para solucionar problemas de ingeniería.

Las pruebas triaxiales se limitan a arcillas, limos, turba y rocas débiles. Por lo general no tiene sentido hacer la prueba en arena y gravas ya que en ningún caso se puede hacer sobre una muestra no alterada. Aun si hubiera la posibilidad de sacar muestras no alteradas de arena y grava en perforaciones o pozos de prueba, sería imposible extraer especímenes para las pruebas triaxiales de los tubos de muestras sin alterar el

suelo. Es mejor para determinar la densidad del suelo en el tubo, pesar los contenidos y medir el volumen. El espécimen de la prueba se puede llenar para lograr la misma densidad. Por lo general es preferible obtener el ángulo de resistencia al cortante empíricamente mediante pruebas *in situ* como la de penetración estándar o la prueba del cono holandés (véase sección 1.4.4).

La prueba de fractura de la veleta (*vane*) se aplica más a las condiciones de campo que de laboratorio. Sin embargo, la prueba de la veleta de laboratorio tiene una aplicación útil cuando se obtuvieron muestras no alteradas de arcillas muy blandas y limos con los procedimientos que se describen en la sección 1.4.2 y donde resulta imposible preparar especímenes, debido a su soltura, de los tubos para pruebas de fuerza cortante usando la máquina para prueba triaxial o no confinada.

La prueba de la caja de corte (*shear box test*) se puede usar para determinar la resistencia al cortante de suelos, pero no se prefiere a la triaxial a causa de las dificultades para controlar las condiciones de drenado, y por el hecho de que el plano de falla es predeterminado por el aparato. Sin embargo, la caja de corte inversa provee un medio útil para obtener la fuerza cortante residual o a largo plazo que se usa para calcular la estabilidad de las pendientes de tierra donde la falla pueda tener lugar sobre una antigua superficie desprendida.

Los resultados de **las pruebas de consolidación** se usan para calcular la magnitud y el rango de consolidación del suelo bajo las cimentaciones. La prueba se describe de manera más segura como una prueba de consolidación unidimensional debido a que la muestra se encierra en un anillo de metal y la carga se aplica sólo en una dirección. El aparato que se usa se conoce como odómetro, y algunas veces como consolidómetro. A partir de los resultados se obtiene el coeficiente de consolidación (C_v), el cual, en condiciones favorables de suelo, posibilita el cálculo del rango de asentamiento de la estructura a escala natural. Los datos de carga y asentamiento obtenidos a partir del ciclo completo de carga y descarga se usan para trazar una relación presión-vacío de la cual se deriva el coeficiente de compresibilidad del volumen (m_v). Éste se utiliza para calcular la magnitud de asentamiento de consolidación debajo de cualquier carga dada.

Las pruebas de consolidación se restringen a arcillas y limos dado que las teorías en las cuales se basan los cálculos de asentamiento se limitan a suelos de grano fino de estos tipos. No es común hacer pruebas de consolidación en arcillas fuertemente consolidadas como las morenas glaciales ya que

el asentamiento de estructuras cargadas normalmente sobre suelos de este tipo es generalmente insignificante. Sólo se necesita investigar el asentamiento con pruebas de laboratorio en caso de estructuras muy largas o pesadas sobre morenas glaciales. El rango de asentamiento calculado a partir del coeficiente de consolidación obtenido con pruebas del odómetro en especímenes convencionales de 75 mm puede ser erróneo. Esto se debe a que las "texturas" del suelo, es decir la presencia de fisuras, láminas, huecos de raíces (*root-holes*), etc., no pueden estar realmente representadas en un espécimen de 75 mm.¹¹ Cuando los suelos exhiben un tipo de estructura que alterará su permeabilidad, y por ende su rango de consolidación, las pruebas de consolidación se deben realizar en especímenes de 200 a 250 mm de diámetro. Por otra parte, el rango de consolidación se puede deducir a partir de observaciones del rango de asentamiento de estructuras a escala natural sobre suelos similares. El uso de los datos obtenidos en las pruebas de consolidación para calcular la magnitud y el rango de asentamiento de cimentaciones se describe en la sección 2.6.6. El asentamiento de estructuras cimentadas en arenas se estima generalmente a partir de los datos de pruebas de campo como se describe en la sección 2.6.5.

Las pruebas de permeabilidad se pueden hacer en el laboratorio en muestras no alteradas de arcillas y limos o en arenas y gravas que hayan sido compactadas en moldes cilíndricos hasta alcanzar la misma densidad que tendrían en su estado natural (según se determine en las pruebas *in situ*). Los dos tipos de pruebas de permeabilidad de uso general son: la prueba de volumen constante y la de caída del volumen. En las pruebas de laboratorio es fácil cometer errores debido al bombeo del agua entre el suelo y la pared del tubo y a las burbujas de aire que entran en la muestra. Además, existe diferencia entre la permeabilidad horizontal y la vertical de los depósitos de suelo naturales debido a los efectos de una estratificación con lechos alternados para suelos de grano más fino o más grueso. Así que los resultados de las pruebas de laboratorio en unas pocas muestras tomadas de una perforación vertical son de valor dudoso para establecer la permeabilidad representativa de un suelo, calcular la cantidad de agua que tendrá que bombearse durante la excavación para la cimentación. Es preferible determinar la permeabilidad de un terreno dado mediante pruebas de campo del bombeo según se describe en la sección 1.6.3.

Los análisis químicos de suelos y aguas subterráneas son necesarios para calcular la posibilidad de deterioro del acero enterrado y cimentaciones de concreto. En el caso de estructuras de acero como los pilotes laminados permanentes o pilotes

de carga de acero éstas son por lo general suficientes para determinar el pH y el contenido de cloruro del suelo y las aguas subterráneas. Para estructuras de concreto se requieren normalmente el contenido de sulfatos y el valor del pH. Pero, a pesar de que éste constituye una medida del grado de acidez del suelo o las aguas subterráneas, no se puede usar directamente para determinar la naturaleza o la cantidad de ácido o lo alcalino del material presente; es sólo un índice útil para considerar si se requiere información adicional y decidir qué precauciones tomar para proteger las estructuras de concreto enterradas. Por ejemplo, un pH bajo indica condiciones ácidas, que pueden ser producto de las reacciones naturales en el suelo, o debido a la presencia de desechos industriales vertidos en el terreno. En este último caso será necesario realizar análisis químicos detallados y determinar la naturaleza de las sustancias presentes y calcular su acción potencial agresiva en el concreto. El capítulo 13 presenta un análisis profundo sobre el tema del ataque químico sobre las estructuras de cimentación, incluido el procedimiento de muestreo.

1.11. PRUEBAS DE ROCAS EN LABORATORIO

Los resultados de las pruebas de compresión uniaxial o triaxial en núcleos de muestras tomadas en hoyos taladrados se pueden relacionar con la distribución espacial de las discontinuidades en la masa rocosa para determinar la capacidad de carga final. También hay relaciones empíricas con las cuales se puede determinar la compresibilidad de la masa rocosa a partir de pruebas de compresión hechas sobre roca intacta (véase sección 2.7).

Las pruebas triaxial y de consolidación se pueden hacer en especímenes de rocas completa o altamente erosionada con consistencia similar al suelo, recolectadas en muestreos abiertos (figura 1.6). Las pruebas de compresión no se deben hacer en especímenes no confinados, ya que es posible que éstos presenten quebraduras, con la consecuente subestimación del valor de capacidad de carga. Las pruebas de compresión triaxial se deben hacer utilizando altas presiones laterales comparables con los esfuerzos desviadores verticales, de manera que permitan trazar los círculos de esfuerzo de Mohr a partir de los cuales se derivan la cohesión y el ángulo de resistencia al cortante (ϕ).

Cuando se requiera realizar pruebas de compresión en núcleos de roca en laboratorio, se debe llevar a cabo el siguiente procedimiento:

a) Examine todos los núcleos de roca y los resultados de las

pruebas de carga puntual hechas en el campo.

b) Seleccione los núcleos representativos de las rocas más débiles y más fuertes para realizar las pruebas.

c) Examine los registros de perforaciones para asegurarse de que no exista una roca más débil de la cual no se haya recogido un núcleo (si la técnica de perforación no fue satisfactoria las rocas más débiles pueden haberse desmoronado). Si este es el caso, se deben retaladrar huecos seleccionados con una técnica más cuidadosa o una broca más grande para asegurar la recolección de las rocas más débiles. De no ser posible hacer esto, se debe abandonar la idea de realizar pruebas de laboratorio.

d) Haga pruebas de compresión uniaxial o triaxial a los núcleos de roca.

e) Haga pruebas de carga puntual adicionales en la medida que sean necesarias para establecer las relaciones entre la carga puntual y la fuerza de compresión uniaxial.

f) Clasifique la roca en términos de fuerza sobre la base de los resultados de las pruebas (véase sección 1.1).

El procedimiento para las pruebas de compresión en especímenes de roca y la enumeración de otras pruebas de importancia en la ingeniería de cimentaciones se encuentran en el BS 5930.

1.12. REPORTE DE LAS OBRAS DE CIMENTACIÓN

El reporte de una investigación de cimentación es una consideración de todos los datos disponibles obtenidos de perforaciones, pozos de prueba, observaciones del terreno, registros históricos y pruebas de laboratorio. La mayoría de los reportes siguen el patrón descrito a continuación.

1.12.1. Introducción

Ésta debe informar al lector sobre quién encargó la investigación, la razón de la misma, cómo se llevó a cabo el trabajo (brevemente) y la fecha en que se realizó. Debe señalar los términos de referencia, por ejemplo, si la investigación se realizó simplemente para obtener una cantidad limitada de datos para apoyar el diseño de ingeniería o si se requirió de una investigación completa con perforaciones, pruebas de laboratorio y un análisis de los resultados para considerar posibles métodos de diseño y construcción de cimentaciones y para

calcular las presiones de carga permisibles. Si el alcance de la investigación se ha limitado en función de los costos u otras razones hasta una extensión que el ingeniero considera inadecuada, éste debe indicar las razones de esta delimitación en la introducción o en otro punto pertinente del reporte. De esta manera, si a consecuencia de estas limitaciones se encuentra luego que las condiciones de suelo difieren de las inferidas y el costo de las obras se incrementa, no se puede reclamar al ingeniero. Sin embargo, se le acusará de negligente si basa sus conclusiones en datos inadecuados sin hacer mención a lo anterior en el reporte.

1.12.2. Descripción general del terreno

En este punto del reporte se describen la configuración general y las características de la superficie, mencionando la presencia de todos los árboles, setos, edificios viejos, bodegas, canteras, minas, pantanos, estanques, corrientes de agua, áreas rellenadas, carreteras y senderos. Se debe especificar cualquier información útil derivada de los registros históricos de un uso previo del terreno; otras observaciones que cubran factores tales como erosión por viento o por mar, inundaciones, terremotos o inestabilidad de las laderas, debe anotarse si hay signos de cuarteaduras por asentamiento en cualquier edificio cercano.

1.12.3. Geología general del área

La geología del terreno se debe considerar, comparando con información publicada en mapas, memorias, etc., con las condiciones encontradas en las perforaciones. Así también prestar atención a cualquier falla conocida, cantera, manantiales, cráteres, minas, socavones u otra característica que vaya a influir en las obras de cimentación.

1.12.4. Descripción de las condiciones de suelo encontradas en las perforaciones (y en los pozos de prueba)

Esta es una descripción general de las condiciones de suelo con referencia a la configuración de éste y a las variaciones de

nivel de los diferentes estratos y del nivel de agua subterránea. No se requiere una descripción detallada. Lo escrito no debe ser un mero catálogo de los registros de las perforaciones en sí, para que el lector del mismo tenga una visión más clara de éstas. Si se ha realizado un número de perforaciones en el terreno, es buena idea dibujar uno o más cortes del terreno para mostrar las variaciones y nivel de cada estrato en particular que pueda ser significativo en el problema de ingeniería (figura 1.23). Un dibujo sencillo es mejor que páginas y páginas escritas.

1.12.5. Resultados de las pruebas de laboratorio

No es necesaria una descripción extensa de los resultados de las pruebas. Se debe limitar a una mención breve de los diferentes tipos de prueba que fueron realizados y hacerse énfasis en cualquier resultado poco común o de especial importancia. Para detalles de los resultados, se debe dirigir al lector a una tabla de resultados con gráficas y diagramas de pruebas tales como el análisis a nivel de partículas, la compresión triaxial (círculos de esfuerzo de Mohr) y pruebas de consolidación (curvas de presión-vacío). El procedimiento de la prueba se debe describir sólo en caso de pruebas no estándar que se hayan diseñado especialmente para la investigación.

1.12.6. Discusión sobre los resultados de la investigación relacionados con el diseño y la construcción de las cimentaciones

Este punto es el más importante del reporte, quien lo escribe se debe esforzar por enfocar el problema de manera clara y concisa sin peros. Para una mayor claridad, esta sección se debe dividir en subsecciones. Primero, bajo el título de "generalidades", se da una descripción de las estructuras principales y las cargas relacionadas, las cuales tienen que ser consideradas junto a una valoración de las condiciones del suelo y los tipos de cimentación que podrían adoptarse, por ejemplo, cimentaciones de zapata corrida, losas (*rafts*) o pilotes. Las subsecciones restantes se pueden referir tanto a estructuras en particular [por ejemplo, en el caso de una estación generadora de electricidad, edificio de calderas, sala de máquinas, plantas de manejo de carbón o cenizas, centrales de interruptores (*switchgear*) y sistemas de circulación del agua, cada uno de los cuales presenta características de cimentación diferentes que requieren atención individual] o a posibles tipos de diseño de cimentaciones para cada estructura individual o estructuras.

El asunto se debe reportar directamente. En el caso de cimentaciones de zapata corrida, se establecerá la profundidad requerida para los cimientos, luego las presiones de carga permisibles y más adelante los asentamientos esperados con

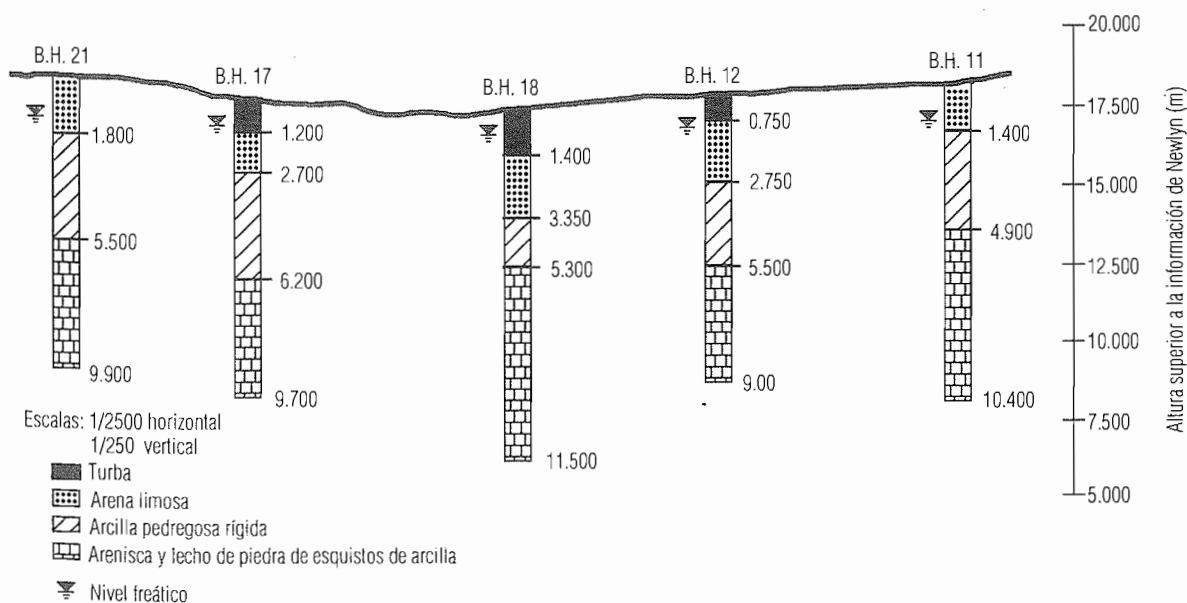


Figura 1.23. Sección típica a través de las perforaciones.

estas presiones. Tomar en consideración la ventaja que ofrece una mayor profundidad, permitiría usar mayores presiones de carga o reducir los asentamientos.

En el caso de cimentaciones con pilotes, se debe establecer en el reporte el estrato de carga en que se colocarán los pilotes, la penetración requerida o posible de los mismos dentro de este estrato, los trabajos de carga que se adoptarán por el pilote o por el conjunto de ellos, y el asentamiento que es posible que se presente en cada pilote individual o en el grupo. Las dificultades que pudieran acaecer en la colocación o perforación se deben señalar, lo mismo que cualquier posible deterioro sobre las estructuras adyacentes.

Al escribir esta sección se deben evitar las consideraciones basadas en ideas preconcebidas sobre el diseño de cimentaciones. El problema se debe estudiar sin prejuicios. Por ejemplo, si los resultados de las pruebas presentan valores muy bajos, éstos no se descartarán porque no correspondan a las ideas preconcebidas acerca de las presiones de carga. Se investigarán las razones por las cuales los resultados son bajos. Éstos sólo se descartan en caso de establecer la causa de las alteraciones en la muestra o porque representen un número muy reducido para tener relevancia en el todo del problema. Por lo mismo, no se debe dejar de lado cualquier dato obtenido en las perforaciones que no sea favorable a las ideas generales preconcebidas sobre el diseño de la cimentación. Si los resultados de alguna perforación en particular son diferentes a todos los demás realizados en las proximidades, trastornando los planes de cimentación ya elaborados, se deben investigar las causas de esta discrepancia. En caso de duda, hacer una o varias perforaciones o pruebas de verificación adicionales para confirmar sería muy útil. Si se demuestra la existencia de las condiciones de suelo presentes en la perforación única, el diseño de cimentaciones debe tenerlas en cuenta.

Las recomendaciones para el diseño de cimentaciones se deben basar en los hechos establecidos en el reporte, es decir en los registros de perforaciones y los datos de las pruebas. No se deben basar en conjeturas.

Es deseable que el ingeniero a cargo de la investigación del terreno y la persona encargada de escribir el reporte trabajen en estrecha relación con el diseñador del proyecto durante las etapas de la obra. Se debe ahorrar tiempo y esfuerzo en la etapa de elaboración del reporte evitando las discusiones sobre tipos de cimentación inadecuados. Se pueden establecer los efectos del asentamiento total y diferencial de los cimientos sobre la estructura y las medidas apropiadas recomendadas en el reporte.

1.12.7. Conclusión

Si la sección precedente del reporte es larga o complicada, puede ser conveniente realizar un sumario de los hallazgos principales en forma detallada. Esto es una ayuda para el ingeniero ocupado, que quizás no tenga tiempo de leer página tras página de discusión. Por otra parte, el reporte puede comenzar con un breve sumario del procedimiento de investigaciones y las conclusiones principales extraídas del mismo.

Las últimas etapas son la mecanografía final y la revisión del reporte, con la impresión de los dibujos, la reunión y encuadernación del todo. Un reporte impreso y encuadernado limpiamente, con dibujos claros y sin errores de mecanografía y dibujo, refleja el cuidado con que se realizó la investigación total. Una redacción, mecanografía y dibujos descuidados pueden llevar al cliente a pensar que toda la investigación se realizó de la misma manera.

1.13. PROPIEDADES DE CIMENTACIÓN DE TIPOS DE SUELOS

Las páginas siguientes presentan algunas consideraciones sobre las propiedades de ingeniería de diversos suelos y rocas, con especial referencia a su capacidad de carga y comportamiento durante la construcción y bajo la carga de la cimentación. Para descripciones del aspecto y las características geológicas de estos materiales se puede referir al BS 5930.

1.13.1. Suelos de baja cohesión

Las gravas en la forma de depósitos aluviales están por lo general mezcladas con arenas en mayor o menor grado. Un ejemplo del rango de distribución, a nivel partícula, son las gravas de la costa sur de Inglaterra, las cuales contienen poca o ninguna arena. Las gravas arenosas extendidas en el Valle del Támesis pueden contener 60 % de arena o más.

Las gravas y gravas arenosas en un estado de densidad media o alta tienen una alta capacidad de carga y baja compresibilidad. Los suelos de grava compacta presentan dificultad para la inserción de pilotes en ellos. Si se requiere una penetración profunda dentro del estrato de grava, es necesario, generalmente, emplear pilotes de acero, los cuales tienen mayor capacidad de penetración que los de concreto o madera.

Las gravas arenosas en un estado húmedo pero por encima del nivel del manto freático presentan cierta cohesión y permiten por lo tanto la excavación de varias laderas escalonadas siempre que se las proteja del desgaste provocado por un flujo de agua (figura 9.4). Las gravas sueltas sin sujeción de arena son inestables en las paredes de excavaciones y se necesitan cortar hasta su ángulo de reposo, de aproximadamente 30 a 35°.

Un bombeo fuerte es necesario en caso de que se requiera realizar perforaciones profundas, por debajo del nivel de agua, en gravas abiertas (*open gravels*), pero, en gravas arenosas, el manto freático se puede canalizar mediante puntos de pozos (*well points*) o pozos profundos con sólo un bombeo moderado. Como una alternativa para contar con una planta de bombeo de gran capacidad, la permeabilidad de las arenas ligeras o las gravas limpias se puede reducir sustancialmente mediante la inyección de cemento, suspensión de arcilla o químicos (véase sección 11.3.7).

La erosión o la disolución de material fino desde los intersticios de los depósitos de grava puede dar como resultado una formación muy permeable e inestable. Las gravas abiertas causadas por la disolución se encuentran con frecuencia en los depósitos aluviales derivados de las formaciones de piedras calizas.

Los suelos arenosos tienen capacidad de carga y compresibilidad similares a las gravas, aunque las arenas depositadas muy sueltas (por ejemplo las dunas) tienen una compresibilidad moderadamente alta que requiere de las bajas presiones de carga correspondientes para evitar asentamientos excesivos de las cimentaciones.

Las arenas densas y con cemento tienen una alta resistencia a la penetración de los pilotes, por lo que es necesario usar pilotes de acero si se va a penetrar a gran profundidad.

Las arenas en su estado de depósito natural, por encima del nivel del agua, están, por lo general, húmedas o compactadas en grados diferentes, por lo cual permanecerán en uno de los escalones de la cimentación. Sin embargo, se necesita un soporte de madera o láminas en excavaciones profundas y angostas en las cuales un colapso repentino, ocasionado por la sequedad de la arena o por vibraciones, podría poner en peligro a los trabajadores.

Las excavaciones en arenas por debajo del nivel de agua ocasionarán el desplome de los lados o "hervidero" del fondo (figura 9.5) a menos que se ponga en práctica un sistema de canalización del agua diseñado apropiadamente. Esta inestabilidad también se conoce como condición "rápida" o deslave de arena, se debe al desgaste provocado por el agua que fluye hasta la excavación. Mediante la instrumentación de un sistema de canalización de las aguas subterráneas hacia pozos fil-

trantes o pozos puede lograrse una alta estabilidad (sección 11.3). En casos especiales puede ser necesario estabilizar las arenas mediante la inyección de productos químicos (sección 11.3.7) o mediante excavaciones realizadas con aire comprimido en los cajones de excavación (*caissons*).

Las arenas sueltas depositadas son sensibles a los efectos de vibraciones, los cuales inducen a las partículas a un estado de compactación mayor. Por lo tanto, se debe poner especial cuidado en el diseño de mecanismos de cimentación en arenas cuya densidad vaya de suelta a mediana, siendo necesario tomar precauciones contra el asentamiento de estructuras existentes debida a las vibraciones provocadas por operaciones de construcción como explosiones o trabajos con el martinete (sección 3.7).

En ciertas zonas áridas de la Tierra, la estructura de los depósitos de arena suelta puede colapsarse al contacto con la humedad, con el consecuente asentamiento severo de las estructuras cimentadas sobre estos depósitos. La humedad puede deberse al rompimiento de drenajes o a tubos con filtración. Las arenas colapsables se encuentran en algunas zonas de Sudáfrica, Zimbabwe y Angola (sección 3.2). Los depósitos de arena se pueden formar como resultado de la erosión y ruptura de formaciones calcáreas. Ejemplos de esto son las arenas calizas que se encuentran en las costas e islas del mar Mediterráneo; las arenas de concha o de coral de las costas e islas del Golfo de Arabia y el Océano Pacífico y en el litoral del sureste de los Estados Unidos; y las arenas de yeso descubiertas en territorios de Irak y el Golfo de Arabia. Estos depósitos, formados por la erosión, se encuentran casi siempre en estado suelto, excepto en la superficie, donde puede estar fuertemente compactada por limo o sal pulverizada. Se requiere emplear bajas presiones de carga en la cimentación, a menos que los depósitos sueltos se puedan compactar mediante el uso de vibraciones u otros métodos.

Las arenas calcáreas compactadas o la roca arenosa (*sandstone*) son diferentes de los productos de la erosión anteriores. Éstas se producen por la acción de aguas salinas y ricas en cal que forman una capa dura debida a efectos de temperatura y evaporación en la superficie. Estos suelos o rocas blandas se conocen con la clasificación geológica de *gypcrust* o *salt crust* según el medio de unión. Los "silicatos" se forman por la evaporación de aguas ricas en cal, en sedimentos arenosos o rocas arenosas, y se denominan con nombres locales en diversas partes del mundo, como *gatch* (Irán y Kuwait) y *kurkar* (Israel y Jordania). Estos depósitos aparecen comúnmente en Australia, donde se los conoce como *limestone rubble*. Un rasgo de estas formaciones es la irregu-

laridad en grosor y distribución de la corteza endurecida. Ésta puede aparecer en grosores distintos en varias capas diferentes, separadas por arenas sueltas o arcilla blanda, o en masas irregulares con grados de compactación variables. Por esta razón resulta difícil diseñar cimentaciones que aprovechen al máximo la alta capacidad de carga del material compactado. La alteración de las arenas compactadas provocada por la maquinaria de excavación, tráfico de la construcción o flujo de agua, da como resultado una rápida descomposición de las mismas con la textura del limo arenoso que es un material inestable cuando se moja. Las arenas compactadas son abrasivas en alto grado para la maquinaria de excavación.

1.13.2. Suelos altamente cohesivos

Las características de cimentación de los suelos de alta cohesión varían de acuerdo con la formación geológica, el contenido de humedad y la composición mineral de los mismos. Resulta imposible cubrir en este capítulo todos los tipos y combinaciones existentes en la naturaleza, por lo tanto las siguientes anotaciones se restringen a las características de algunos de los tipos más conocidos.

La morena glacial es por lo general una arcilla de rígida a dura. Debido a su fuerte preconsolidación durante la etapa de los glaciales. Sólo se presentarán pequeños asentamientos de consolidación por las pesadas presiones de carga de la cimentación. Algunas morenas varían mucho, en su contenido, de cristales (con frecuencia cargas de agua) de gravas, arenas, limos. En tales condiciones, en el diseño de la cimentación se deben tomar en cuenta las variaciones de la capacidad de carga y compresibilidad en cualquier locación particular. Al realizar excavaciones profundas en morenas glaciales variables se tomarán precauciones contra los embates de chorros de las bolsas de agua. Las excavaciones en morenas glaciales de rígido a duro, se mantienen sin necesidad de soporte por largos periodos (figura 9.1), pero pueden ocurrir deslizamientos si se realizan excavaciones de lados escalonados en terrenos irregulares con una historia de inestabilidad debida a la presencia de fisuras o fallas en la arcilla. La presencia, al azar, de pedregones o bolsas de gravas mayores o guijarros puede ocasionar dificultades en la inserción de pilotes laminados (tablestacado o de carga en el estrato glacial. Otro tipo de morena glacial es el **fluvio-glacial** o **arcillas varve** el cual comprime capas de arcilla limosa separadas por capas más delgadas de arena o limo. Estas capas son por lo general carga de agua (*water-bearing*), lo cual dificulta el "sangra-

do" de arena o limo en la las excavaciones. Estas arcillas presentan, por lo general, consistencia más blanda y son más compresibles que las arcillas con pedregones. Insertar en ellas los pilotes puede debilitar la fuerza de la capa de arcilla hasta convertirla en una masa blanda. Además, cuando estas arcillas bordean un lago o río, las fluctuaciones en el nivel de agua se pueden comunicar a las capas de arena en detrimento de su capacidad de carga. Por estas razones, las arcillas *varved* dan lugar a suelos problemáticos en la ingeniería de cimentaciones.

Las arcillas con pedernales aparecen mucho en el sur de Inglaterra como un manto sobre las formaciones de tiza; es, en parte, un suelo residual compuesto de las partes insolubles de tiza que quedan después de la disolución de los materiales calcáreos y en parte, de las arcillas, arenas y guijarros de la era Terciaria que coexistieron una vez con la tiza. Debajo de la zona de erosión superficial, la arcilla con pedernal es de consistencia rígida a muy rígida y tiene baja compresibilidad. En algunos depósitos pueden existir dificultades en la excavación debido a la presencia de masas de grandes piedras en contacto directo y combinadas con arcilla seca dura. La arcilla con pedernales es de poco espesor y, por consiguiente, no muestra cambios de volumen marcados con la variación del contenido de humedad.

Las arcillas rígidas fisuradas como la arcilla London, la Barton (en Hampshire), las Lias de los Midlands y las Weald y Gault del sureste de Inglaterra, tienen una capacidad de carga relativamente alta debajo de una superficie desgastada y ablandada. Presentan también compresibilidad de moderada a baja dado que son arcillas preconsolidadas. Son arcillas gruesas, y las estructuras pesadas cimentadas sobre ellas presentan un asentamiento lento durante un largo periodo de años. Las arcillas rígidas fisuradas sufren marcados cambios de volumen al variar el contenido de humedad. Por esta razón, las cimentaciones se tienen que hacer a una profundidad en la cual haya muy poco movimiento o no apreciable, como resultado de la expansión y contracción de la arcilla con las estaciones húmedas y secas (*véase* sección 3.1.1). Por esta misma causa es necesario evitar la acumulación de agua en el fondo de las excavaciones para evitar la expansión y el ablandamiento del suelo. Las fisuras en estos suelos pueden ocasionar una gran variación en la fuerza cortante determinada en las pruebas de laboratorio o en las muestras tomadas en tubos, debida a la distribución al azar de las fisuras y su apertura parcial durante el muestreo. Así, es difícil establecer los resultados cuando se establece la capacidad de carga (*véase* sección 4.1.2).

La estructura fisurada de estas arcillas causa dificultades, la mayoría impredecibles, en la estabilidad de los lados de las excavaciones (véase sección 9.3), de las paredes de hoyos no alineados hechos con métodos de perforación mecánicos para pilotes y pilas profundos (sección 8.14), y en el diseño de las uniones de madera o tabla estacado para las excavaciones (sección 9.6.2). Las arcillas con características similares a las rígidas y fisuradas británicas incluyen el "esquistos" Fort Union de Montana y el "esquistos" Bearpaw de Saskatchewan. También se encuentra arcilla rígida fisurada en el norte de Francia, Dinamarca, Alemania y Trinidad.

Las arcillas rojas tropicales son principalmente suelos residuales resultantes de erosiones físicoquímicas de rocas ígneas. Se encuentran en India, África, Sudamérica, Hawái, las Indias Occidentales y el Lejano Oriente. Son por lo general estratos de arcillas delgadas con una capacidad de carga relativamente alta y compresibilidad baja. Sin embargo, en ciertas condiciones tropicales la lixiviación de las arcillas puede ocurrir a poca profundidad, y dejar un material poroso con una compresibilidad alta. Vargas¹⁵ ha descrito el asentamiento de estructuras pesadas sobre la arcilla roja porosa de Sao Paulo, Brasil. Las arcillas tropicales rojas no presentan ningún cambio de volumen importante con la variación del contenido de humedad y se pueden excavar verticalmente o con laderas escalonadas con poco riesgo de colapso.

Laterita es un término dado a un suelo con alto contenido de hierro de textura arcillosa y apariencia de concreto (*concretionary*). Es esencialmente producto de la erosión tropical y aparece mucho en América Central, Sudamérica, centro y oeste de África, India, Malaya, Indias Occidentales y norte de Australia.¹⁶ Las lateritas son de color café rojizo o amarillo. Aparecen en forma de corteza de rígida a dura con un espesor de 6 m o más que descansa sobre materiales arcillosos más blandos seguidos por la roca principal. Tienen una alta capacidad de carga y baja compresibilidad. No presentan ningún problema para la ingeniería de cimentaciones.

Las arcillas tropicales negras se desarrollan también a partir de rocas ígneas. Ejemplos de ellas son los suelos de algodón negro (*black cotton soils*) de Sudán y Kenya, los suelos "ulei" del sur de Zimbabwe y las arcillas "adobe" del suroeste de los Estados Unidos.¹⁷ También se encuentran arcillas negras en India, Nigeria y Australia. Se localizan generalmente en topografías pobremente drenadas. A diferencia de las arcillas tropicales rojas, son muy problemáticas para la ingeniería de cimentaciones ya que presentan cambios de volumen importantes con la variación en el contenido de humedad, y dadas sus características de drenado pobre, hacen

imposible el tráfico en las obras durante la estación húmeda. Dado que estas arcillas se encuentran en territorios con estaciones seca y húmeda muy marcadas, los movimientos del suelo debidos a la humectación y el secado alternados son severos y se extienden hasta profundidades considerables. En Sudán, la expansión y contracción temporaria llegan hasta profundidades de 4 a 5 m. En muchas ocasiones ha sido necesario cimentar con pilotes aun edificaciones ligeras para llegar por debajo de las zonas de movimiento del suelo.

Las arcillas salino-calcáreas se distribuyen ampliamente en el Cercano y Medio Oriente. Se encuentran en la llanura de Mesopotamia en Iraq, las llanuras costeras del levante y el suroeste de Irán, la costa de África del Norte, las islas del Mediterráneo, las mesetas calizas de Jordania y en los estados de Utah y Nevada en los Estados Unidos.¹⁸ Estos suelos se formaron por el depósito de minerales de arcilla en aguas ricas en sal o cal. Los depósitos aumentan por la arena y el polvo llevados por los vientos. El perfil de las arcillas limosas calcáreas es similar a lo largo los países áridos y semiáridos del Cercano y Medio Oriente. Éstas se comprimen en una corteza de arcilla disecada dura a rígida de aproximadamente 2 m de espesor que descansa sobre arcilla húmeda blanda. La superficie de la corteza no se ablanda con las lluvias de invierno hasta una profundidad considerable.

La corteza rígida tiene una capacidad de carga adecuada para sostener estructuras ligeras, ya que las pesadas que requieren de extensas cimentaciones para transmitir las presiones a los capas blandas y compresibles subyacentes que pueden sufrir asentamientos severos a menos que sean soportadas por pilotes enterrados hasta estratos menos compresibles. Las arcillas calcáreas presentan cambios importantes de volumen con las variaciones del contenido de humedad, en zonas con estaciones muy distintas, como los inviernos húmedos y los veranos secos de los países que bordean el Mediterráneo, los movimientos de suelo que se extienden a una profundidad de 5 m o más por debajo de la superficie, por lo cual es necesario tomar precauciones especiales en el diseño de la cimentación. En regiones en las cuales no haya fuertes diferencias en la estación de lluvias, como en el sur de Iraq, los movimientos del suelo no representan un problema serio. En algunas zonas, la corteza rígida es una aglomeración compacta débil de arena o materiales arcillosos con partículas del tamaño de la grava, consecuencia probablemente de las partículas depositadas por los vientos. Estos suelos pueden sufrir colapso en inundación combinada con la carga de la cimentación.

La excavación en la corteza rígida de las arcillas calcáreas no es un problema difícil, aunque es posible que haya alguna

filtración de agua desde las fisuras. La excavación en los depósitos blandos más profundos puede ser problemática por el derrumbe de los lados y las oleadas del fondo.

Las arcillas aluviales (incluida la marina) son materiales de formación geológica reciente originados por la sedimentación y de material arcilloso y limoso en los valles de los ríos, estuarios y en el fondo del mar. Están normalmente consolidadas bajo su propio peso y no estuvieron sujetos, en su historia geológica, a una carga de preconsolidación como en los casos del estrato glacial y las arcillas rígidas fisuradas. Debido a esta consolidación normal, presentan un incremento progresivo en la fuerza cortante según el incremento de profundidad, ya que va desde muy blanda, cerca de la superficie, hasta firme o rígida en las profundidades. El secado atmosférico y los efectos de la vegetación producen una superficie de corteza rígida sobre las arcillas aluviales. El espesor de esta corteza, en Gran Bretaña, es generalmente de 1 a 1.2 m, pero es posible que el espesor sea mayor y tenga tendencia a la variación errática en climas áridos. Algunas regiones presentan varias capas de disección separadas por otras de arcilla blanda normalmente consolidada. Para cimentaciones angostas en la corteza superficial que no transmitan esfuerzos a los depósitos inferiores, blandos y altamente compresibles, se pueden adoptar presiones de carga moderadamente altas, con poco o ningún asentamiento. En el caso de cimentaciones extensas o profundas es necesario adoptar presiones de carga muy bajas o usar un tipo especial conocido como losa de flotación (*buoyancy raft*) (sección 5.3), o sostener la estructura sobre pilotes insertados a través de las arcillas aluviales blandas y firmes hasta un estrato de capacidad de carga satisfactoria.

Las arcillas aluviales, en especial las marinas, son "sensibles" a la alteración, por ejemplo cuando son alteradas en el muestreo o en los trabajos de construcción presentan una fuerte pérdida en fuerza cortante. La sensibilidad¹ puede variar en un rango desde dos o tres en las arcillas del estuario del Támesis y el Firth of Forth hasta el 150 en las arcillas post-glaciales del este de Canadá. Las arcillas marinas de Noruega y Suecia son también altamente sensibles debido a la *lixiviación* de las sales de las aguas de los poros del suelo por la filtración de agua fresca, dejando una estructura que se quiebra fácilmente con la alteración.

Las excavaciones por debajo de la corteza superficial seca tienen que ser sostenidas con juntas de madera o tablaestacado; las excavaciones abiertas deben cortarse en pendientes

poco profundas para evitar los deslizamientos rotatorios masivos. Las excavaciones en arcillas blandas que excedan una cierta relación profundidad-ancho tienden a fallar por las oleadas del fondo o porque los soportes de los lados ceden fácilmente hacia el interior (secciones 9.7 y 9.8).

Como en el caso de las arcillas rígidas, fisuradas, se deben tomar precauciones contra los efectos de la expansión y contracción temporarias y la acción de secado de las raíces de árboles sobre las cimentaciones (sección 3.1.1).

Las arcillas aluviales son frecuentemente arcillas *varved* o laminadas, intercaladas con capas de arena, turba y limo, como en los Fens de Angola del Este y en la mayoría de los deltas de ríos.

El limo se forma como depósitos glaciales o aluviales, o como depósitos eólicos. Ejemplos de estos últimos son los de tierra para hacer ladrillos del sureste de Inglaterra y los *loess* que se encuentran en tramos del medio oeste y noroeste de los Estados Unidos, en China, India, Rusia e Israel. Los limos glaciales y aluviales son generalmente permeables y de consistencia blanda. Están entre los suelos más problemáticos para los trabajos de excavación, por su alta probabilidad a los derrumbes y a "hervir". Dado que retienen agua, los sistemas convencionales de extracción de las mismas no funcionan en ellos. Tienen tendencia al levantamiento por congelación (*frost heave*).

Las "tierras para hacer ladrillos" (*brickearth*) son por lo general de firmes a rígidas y normalmente no presentan problemas para las obras de cimentación. De manera similar, los suelos *loess* están ligeramente compactados y tienen una alta capacidad de carga. Sin embargo, su estructura tiende a colapsarse con la humedad producida por inundaciones o aun por cañerías de agua rotas (sección 3.2). Estos suelos pueden permanecer con caras verticales hasta una gran altura siempre que se los proteja del desgaste por flujo de agua.

La turba está formada por materia orgánica muerta y fosilizada. Se encuentra en muchas partes del mundo. Aparecen extensos depósitos en el norte de Europa, Norteamérica y la ex Unión Soviética, donde está cubierta por materia vegetal viva en terreno cenagoso. La turba es un material fibroso permeable y altamente compresible. El proceso usual es llevar los cimientos de las estructuras por debajo de la turba hasta un estrato menos compresible a menos que se puedan tolerar fuertes asentamientos. Tiene la característica de someterse a un gran asentamiento de consolidación secundaria que puede continuar con poca disminución a lo largo de un extenso periodo de tiempo. Berry *et al.*,^{1,19} describieron con detalle las investigaciones geotécnicas y estructu-

¹ sensibilidad = $\frac{\text{fuerza de corte inalterada}}{\text{pérdida de la fuerza de corte}}$

les en dos fraccionamientos de viviendas en el noroeste de Inglaterra en los cuales un número de cuadras de edificaciones de dos niveles habían sufrido grandes asentamientos debido a la compresión y consolidación de un estrato de turba cercano a la superficie, cuyo grosor variaba de 1.5 a 2.6 m. El asentamiento total de las edificaciones iba de 60 a 258 mm en periodos de aproximadamente 25 años. El asentamiento máximo de 258 mm en uno de los fraccionamientos se produjo en el centro de una cuadra de edificios de dos niveles y se estimó que la consolidación secundaria continuaría a razón de 2 mm por año por los siguientes 10 años; a partir de ahí, a una razón ligeramente decreciente. El promedio de asentamiento diferencial entre el centro y la esquina en tres cuadras fue de 74 mm en 25 años. Otra característica indeseable de la turba es su "desgaste". La superficie de la turba en los distritos de Fen en Anglia del Este se está hundiendo lentamente a través de los años debido a la consolidación del suelo debajo de su propio peso acelerado por el drenado a la acción de los vientos y a la quema accidental o deliberada de la turba. Por tanto, si se construyen cimentaciones debajo de las capas de turba mediante pilotes o pilas, la superficie del suelo de los alrededores se hunde en relación con la estructura, lo cual da como resultado que, tras un largo periodo de años, los cimientos quedan expuestos. Se pueden ver muchos ejemplos de lo anterior en los Fens. Las turbas pueden contener ácidos orgánicos de acción agresiva contra el concreto (sección 13.5.4).

1.14. PROPIEDADES DE CIMENTACIÓN DE LAS ROCAS

El ingeniero por lo general no se preocupa de las propiedades físicas del material que forma la roca intacta y no erosionada, ya que su fuerza y compresibilidad son normalmente adecuadas para la mayoría de las estructuras de cimentación. Sin embargo, es importante investigar las propiedades de la masa de la roca, ya que éstas gobiernan el comportamiento de los cimientos y son relevantes para los problemas de construcción de cimientos. Las propiedades de la masa de la roca que se deben investigar se enlistan a continuación.

1.14.1. Erosión

La erosión en las rocas es el resultado de la acción de condiciones ambientales como la lluvia y la variación de la temperatura. Una influencia importante en la erosión fue el

fuerte congelamiento y posterior derretimiento ocurrido durante los periodos glaciales. La erosión también es el resultado de la acción química o lixiviación del agua subterránea que se cuela entre las rocas. El efecto de la corrosión es la degradación de las características físicas de la roca intacta, reduciéndola, en el último grado, a una masa de partículas minerales no cementadas, o a un material de consistencia de barro suave. Los productos de la corrosión removidos por solución o erosión dejan fisuras o cavidades abiertas. Éstas se pueden, posteriormente, rellenar con tierra que cae de los depósitos superficiales. La erosión puede invadir una gran extensión irregular en la masa de roca, produciendo debilidades en las juntas o en otras partes estructurales.

En países tropicales, la erosión se puede extender a grandes profundidades. Los *granitos* de Hong Kong están corroídos a profundidades de 60 m o más, la roca sólida ha sido degradada hasta formar una masa porosa de partículas de cuarzo en una masa arcillosa con feldespato y biotita.^{1,20}

Las *areniscas* erosionan a una condición de partículas granulares no cementadas. Meigh^{1,21} reportó erosión en las areniscas de Bunter, en el noreste de Inglaterra, a una profundidad de 20 m bajo la cabeza de la roca. Se requiere mucho cuidado al usar el taladrado en excavaciones exploratorias en areniscas, ya que la percusión con cable o la excavación con taladro de diámetro pequeño en la roca, parcialmente erosionada, produce desechos, que pueden dar una falsa impresión de las características reales de la roca.

La erosión de los *esquistos de arcilla* y las *rocas formadas de limo* de las Margas de Keuper en el centro y noreste de Inglaterra puede extenderse a 60 m bajo la superficie de la roca. La erosión puede degradar la roca hasta convertirla en un limo no compactado. La filtración de materiales calcáreos en la marga deja numerosas cavidades y abre fisuras que pueden incrementar la compresibilidad y la permeabilidad de la masa.^{1,21} Los *esquistos* se erosionan a causa de una acción profunda de congelamiento, adoptando una consistencia barrosa o se convierten en una masa desmoronadiza de partículas trituradas extendidas. Las *piedras calizas* (excepto el limo), generalmente, son fuertes y masivas, y no muestran los efectos de la erosión, excepto el de solución, que puede formar cavernas muy largas o fisuras anchas. Estas deformaciones son, a veces, indicadas mediante depresiones en la superficie de la tierra, pero donde las rocas calizas están cubiertas por piedras más jóvenes o depósitos profundos de material arrastrado, puede ser difícil explorar la extensión de las cavidades. Se han intentado métodos geofísicos con un éxito variable. En

una locación en Derbyshire^{1,22} se han dado numerosas soluciones en juntas verticales en la piedra caliza produciendo una formación "kárstica" en los pináculos y promontorios de piedra caliza fuerte completa o parcialmente rodeada por juntas rellenas de arena y barro, que se extiende a profundidades de 15 m o más bajo la superficie. Estas condiciones se investigan más profundamente haciendo surcos, además de probarlas con un taladro rotatorio o de percusión de diámetro pequeño.

Las cavidades por solución huecas en formaciones de piedra caliza son frecuentes en una condición pobre. No se pueden adoptar cimentaciones aisladas o de pilotes sobre estos materiales debido a los riesgos de deslave después de periodos de fuertes lluvias. Las cimentaciones se deben diseñar para puentear sobre los materiales de relleno.

La *tiza* es una forma de piedra caliza localizada frecuentemente en una condición altamente erosionada debida a los efectos de congelamiento y descongelamiento durante los periodos glaciales. El efecto del congelamiento fue producir de una masa de roca quebradiza erosionada a una consistencia barrosa suave o firme adyacente a las juntas y fisuras. Los efectos de la erosión se pueden extender a profundidades de 15 m.^{1,23} Las tizas altamente erosionadas cerca de la superficie están propensas a la erosión y se deslizan por los declives de las colinas, produciendo una roca transportada muy débil conocida como tiza de *solifluctuación*, *cabeza*, *depósitos coombe*, o *roca coombe*.

La tiza tiene una estructura celular y una alteración mecánica tal, que la penetración de herramientas o tubos de mues-

treo liberan agua de las células para formar un material suave parecido al mastique. Al colocar pilotes sobre tiza, la roca se suaviza en un agua lechosa que penetra en las juntas abiertas, resultando una resistencia motriz baja hasta que se topan con tiza relativamente poco erosionada.

La resistencia de la tiza no debe ser juzgada a partir del agua lechosa extraída por las herramientas de sondeo. Es posible recoger muestras con un tubo abierto de 100 mm de diámetro de una tiza altamente erosionada y obtener información confiable en pruebas de laboratorio. La roca más fuerte y menos erosionada se debe muestrear mediante métodos de taladro rotatorio con tubos de diámetro grande.

Las pruebas de carga de la placa o con manómetro son el método más confiable para obtener información acerca de la compresibilidad de tiza erosionada,^{1,24} pero se han obtenido correlaciones brutas entre los valores estándar de pruebas de penetración, los diversos grados de erosión de la tiza y los valores del módulo de deformación para cada grado.^{1,25, 1,26}

Las formaciones de tizas están sujetas a solución por infiltración de agua entre las juntas, formando conductos o cavidades conocidas como hoyos hundidos o de drenado, similares a aquellos descritos en las formaciones de piedras calizas (véase figura 1.24).

El método estándar para clasificar los diversos grados de erosión se explica en la sección 1.1. A partir de los resultados de las pruebas de carga de la placa o de las observaciones de asentamiento de estructuras a gran escala, se asignaron los valores del módulo de deformación a cada grado para los diversos tipos de rocas, según se enlistan en la sección 2.7.

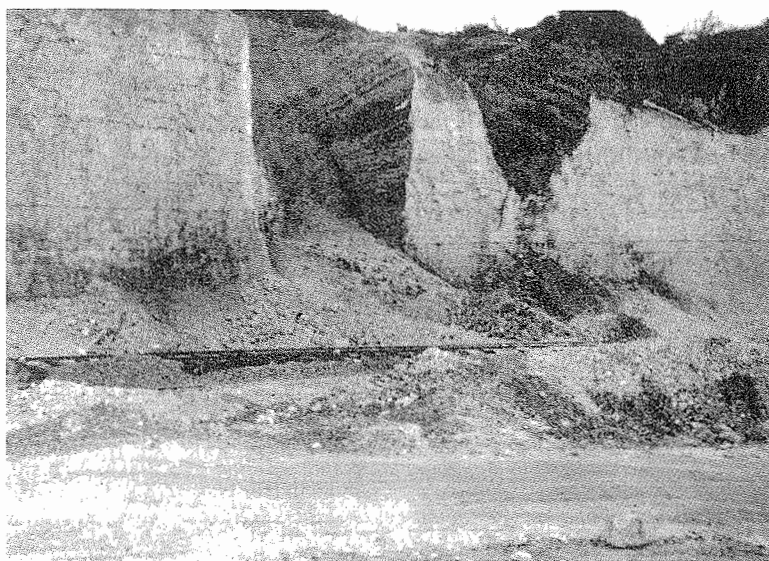


Figura 1.24. Agujeros abismales en una formación de tiza rellenos con barro.

Rara vez es posible localizar la extensión lateral y vertical de formaciones de rocas irregularmente erosionadas, y el ingeniero debe establecer las presiones de carga permisibles y estimar el asentamiento asumiendo los valores de rocas más débiles al, o bajo el nivel de diseño de la cimentación. Por lo común, es poco económico intentar utilizar presiones de carga mayores, apropiadas para rocas más fuertes y menos erosionadas, con la idea de bajar el nivel de la cimentación para llegar abajo de las capas o zonas de material más débil. Esto puede llevar a una excavación más profunda y difícil para la cual el contratista no puede cotizar precios fijos, ya que no se podría saber el volumen y la profundidad de la excavación hasta que se haya removido el material débil.

1.14.2. Fallas

Las fallas pueden no ser significativas para el diseño de la cimentación, ya que todos los movimientos a lo largo del plano de la falla pudieron haber cesado en tiempos geológicos. Sin embargo, las fallas son significativas en zonas telúricas, y en distritos sujetos a hundimiento por minería (véase sección 3.5).

1.14.3. Juntas

Las juntas son fracturas en la masa de roca con poco o ningún desplazamiento relativo en cualquier lado del plano de la junta. El espaciamiento y el ancho de las juntas abiertas es significativo para la compresibilidad de la roca en la zona de esfuerzo que se encuentra bajo de las cimentaciones. Las juntas que se inclinan hacia una excavación pueden ser causa de inestabilidad, especialmente si están rellenas de productos que causan erosión, formando un plano de deslizamiento (véase sección 9.3.4). Las juntas inclinadas similares rellenas de barro pueden resultar de una falla en la carga de la cimentación sobre una superficie irregular de roca (véase sección 2.7).

El espaciamiento, inclinación y ancho de los sistemas de juntas se deben definir mediante el examen de núcleos de las rocas, y de preferencia con mapas geológicos de las exposiciones en afloramientos, cavidades o pozos profundos.

1.14.4. Fuerza de las rocas intactas

La fuerza de las rocas intactas puede estar relacionada con la capacidad de carga final y con la compresibilidad de una

masa de roca unida (véase sección 1.11). Los resultados de las pruebas de compresión uniaxial y de separación o hidrólisis son útiles en conexión con el uso de explosivos o de herramientas de sondeo de rocas en excavaciones para cimentaciones y para los posibles usos de la roca como material de construcción.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.1 Rowe, P. W., "The relevance of soil fabric, to site investigation practice", en *Géotechnique*, **22**, 1972, pp. 193-300.
- 1.2 Serota, S. y R. A. Jennings, "Undisturbed sampling techniques for sands and very soft clays", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, Londres, 1957, vol. 1, pp. 245-248.
- 1.3 Bishop, A. W., "A new sampling tool for use in cohesionless soils below ground water level", en *Géotechnique*, **2**, 1948, pp. 125-131.
- 1.4 Bjerrum, L., "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils. General Report", en *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics*, Moscú, Vol. 3, 1973, pp. 111-159.
- 1.5 Palmer, D. J. y J. G. Stuart, "Some observations on the standard penetration test and a correlation of the test with a new penetrometer", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, Londres, Vol. 1, 1957, pp. 231-236.
- 1.6 Stroud, M. A., "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks", en *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing*, **2**, 1975, pp. 367-375.
- 1.7 Baguelin, E., J. F. Jezequel y D. H. Shields, *The pressuremeter and Foundation Engineering*, Transtech Publications, 1978.
- 1.8 Windle, D. y C. P. Wroth, "The use of self-boring pressuremeter to determine the undrained properties of clays", en *Ground Engineering*, **10** (6), 1977, pp. 37-46.
- 1.9 Rodin, S., B. O. Corbett, D. E. Sherwood y S. Thorburn, "Penetration testing in the United Kingdom", en *Proceedings of the European Symposium on Penetration Testing*, State-of-the-Art Report, Estocolmo, 1974.
- 1.10 Thorburn, S., "Discussion", en *Proceedings of the Conference on the Behaviour of Piles*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1971, p. 54.
- 1.11 Marsland, A., "Large *in situ* test to measure the properties of stiff fissured clays", en *Proceedings of the 1st. Australian-New Zealand Conference on Geomechanics*, Melbourne, vol. I, 1971, pp. 180-189.
- 1.12 Broch, E. y J. A. Franklin, "The point load strength test", en *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, **9**, 1972.

- 1.13 Griffiths, D. H. y R. F. King, *Applied Geophysics for Engineers and Geologist*, Pergamon Press, Londres, 1969.
- 1.14 Bishop, A.W. y D. J. Henkel, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold, Londres, 1957.
- 1.15 Vargas, M., "Foundations of structures in overconsolidated clay layers in Sao Paulo", en *Géotechnique*, **5**, 1955, pp. 253-266.
- 1.16 Nixon, I. K. y B. O. Skipp, "Airfield construction on overseas soils: laterite", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **8**, 1957, pp. 253-275.
- 1.17 Clare, K. E., "Airfield construction on overseas soils: tropical black clays", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **8**, 1957, pp. 223-231.
- 1.18 Tomlinson, M. J., "Airfield construction on overseas soils: saline calcareous soils", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **8**, 1957, pp. 232-252.
- 1.19 Berry, P. L., D. Illsley e I. R. McKay, "Settlement of two housing estates at St. Annes due to consolidation of a near-surface peat stratum", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **77** (1), 1985, pp. 111-136.
- 1.20 Lumb, P., "The residual soils of Hong Kong", en *Géotechnique*, **15**, 1965, pp. 180-194.
- 1.21 Meigh, A. C., "Triassic rocks, with particular reference to predicted and observed performance of some major structures", en *Géotechnique*, **26**, 1976, pp. 393-451.
- 1.22 Early, K. R. y K. R., Dyer, "The use of a resistivity survey on a foundation site underlain by Karst dolomite", en *Géotechnique*, **14**, 1964, pp. 341-348.
- 1.23 Higginbottom, I. E., "The engineering geology of chalk", en *Symposium on Chalk in Earthworks and Foundations*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1966, pp. 1-13.
- 1.24 Ward, W. H., J. B. Burland y R. W., Gallois, "Geotechnical assessment of a site at Mundford, Norfolk, for a large proton accelerator", en *Géotechnique*, **18**, 1968, pp. 399-431.
- 1.25 Wakeling, T. R. M., "A comparison of the result of standard site investigation methods against the results of a detailed geotechnical investigation in Middle Chalk at Mudford, Norfolk", en *Proceedings of the Symposium on In-situ Investigations in Soils and Rocks*, British Geotechnical Society, Londres, 1970, pp. 17-22.
- 1.26 Hobbs, N. B., "General report and state-of-the-art review", en *Proceedings of a Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 579-609.

Capítulo

2

Principios generales del diseño de cimentaciones

2.1. TIPOS Y DEFINICIONES DE CIMENTACIONES

La cimentación de una estructura se define como aquella parte de la edificación que está en contacto directo con el terreno y que trasmite la carga de la estructura al suelo.

Las *cimentaciones con base en zapata aislada* se utilizan comúnmente para dar soporte a columnas estructurales. Pueden consistir en una sola pieza circular, rectangular o cuadrada, de grosor uniforme, o estar escalonados o en pirámide para distribuir la carga de una columna pesada. Las cimentaciones con base en zapata aislada para columnas estructurales de acero para carga pesada están provistas, algunas veces, de un armazón de acero.

La figura 2.1a-d muestra varias formas de cimentaciones basadas en zapatas aisladas.

Las *cimentaciones basadas en zapata corrida* se utilizan normalmente para muros de carga (figura 2.2a), y para filas de columnas espaciadas, tan cerca una de la otra, que las cimentaciones con zapatas aisladas casi se tocarían unas a otras (figura 2.2b). En el último caso es más económico excavar y construir una cimentación basada en zapata corrida que trabajar con un número grande de zapatas aisladas. De hecho, lo común es pensar que es más económico instalar cimentaciones con base en zapatas corridas, a pesar de que la distancia entre las columnas sea menor que las dimensiones de la zapata aislada, que se pueden formar insertando juntas verticales en un franja de concreto (véase sección 4.2.6).

Las cimentaciones con base en zapatas corridas son necesarias cuando la capacidad de carga del suelo es considerablemente baja para necesitar una zapata corrida con el ancho suficiente

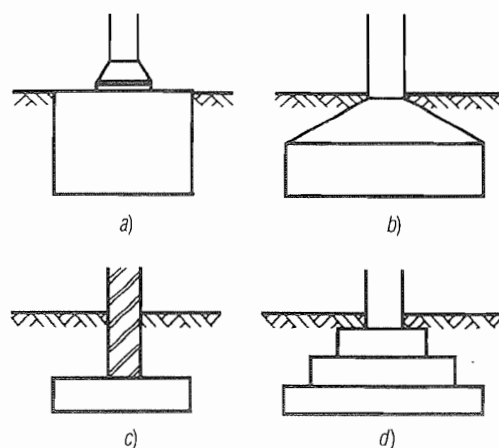


Figura 2.1. Tipos de cimentaciones de zapata aislada. a) Masa de concreto para la columna de acero. b) Concreto reforzado con la cara superior inclinada. c) Concreto plano reforzado. d) Concreto reforzado y escalonado.

para que ocurra una flexión transversal en las porciones que se proyectan en la viga de la cimentación (figura 2.3) y que requieren un refuerzo para prevenir el agrietamiento.

Las *cimentaciones con base en losa (raft)* se requieren en suelos de baja capacidad de carga, o donde las columnas estructurales u otras áreas de carga están tan cercanas en ambas direcciones que las cimentaciones basadas en zapatas aisladas se tocarían unas a otras. Las cimentaciones con base en losa son de mucha utilidad para reducir asentamientos diferenciales en suelos variables, o donde haya una variación considerable de carga entre columnas adyacentes u otras cargas aplicadas. Las formas de cimentaciones basadas en la losa se muestran en la figura 2.4a-c.

Los *pilotes de carga* se utilizan cuando el suelo, a nivel de

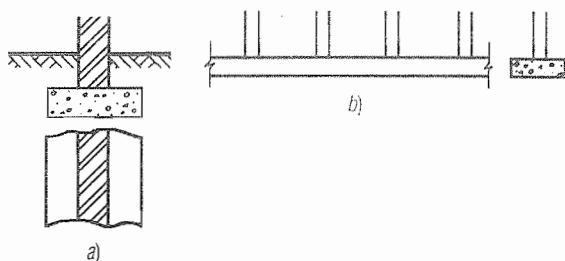


Figura 2.2. Tipos de cimentaciones de zapata corrida. a) Cimentación de zapata corrida para el muro de carga. b) Cimentación de zapata corrida para una hilera de columnas poco espaciadas.

la cimentación normal, no puede soportar cimentaciones de zapatas aisladas, corridas o de losa (figura 2.5a), o donde las estructuras están situadas sobre un relleno profundo, el cual es compresible y está asentado bajo su propio peso (figura 2.5b). Los pilotes de carga son un método conveniente para soportar estructuras construidas sobre agua (figura 2.5c) o en aquellas en que las cargas de elevación deben ser resistidas (figura 2.5d). Se utilizan pilotes inclinados para resistir fuerzas laterales (figura 2.5e).

El procedimiento común a seguir en un problema de ingeniería de cimentación es: primero, preparar un plano de la base de la estructura que muestre las diversas columnas, muros y cargas distribuidas. Las cargas muertas y vivas deben ser diferenciadas, y señalarse todos los momentos de unión en la base de las columnas o muros. Segundo, estudiar las características de carga del suelo de acuerdo con la investigación de campo. A partir de esto, se pueden localizar las presiones tentativas de carga permisibles para los diversos estratos localizados bajo el nivel del suelo. El tercer paso es el de determinar la profundidad requerida para la cimentación. Ésta puede ser la profundidad mínima para llegar a los estratos bajo el nivel del suelo que no son afectados por la temperatura variable, cambios de humedad o la erosión. Las necesidades estructurales pueden incluir cimentar a profundidades mayores que las mínimas requeridas a partir de las consideraciones del suelo. Por ejemplo, el edificio puede tener un sótano, o ductos para calefacción o alcantarillas bajo el nivel del suelo. Al haber decidido una profundidad mínima, ya sea a partir de la mecánica de suelos o de los requerimientos estructurales, se puede llegar a conocer la presión de carga permisible y de la carga misma. Usualmente, con esto se decide el tipo de cimentación, por ejemplo, basada en zapata aislada, corrida o de losa. Si existe un suelo de mayor capacidad de carga a una profundidad no muy superior a la mínima, se debe considerar la colocación de la cimentación en un estrato más profundo,

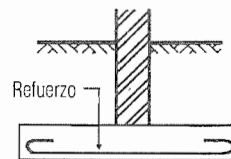


Figura 2.3. Cimentación de zapata corrida ancha.

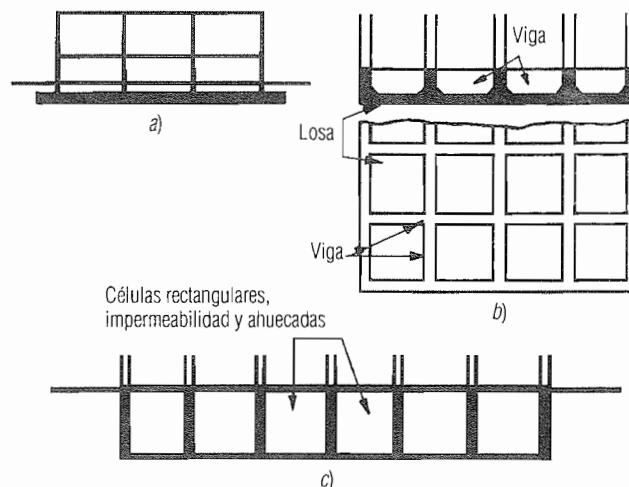


Figura 2.4. Tipos de cimentaciones con losa. a) Losa plana. b) Losa y viga. c) Losa celular (o de flotación).

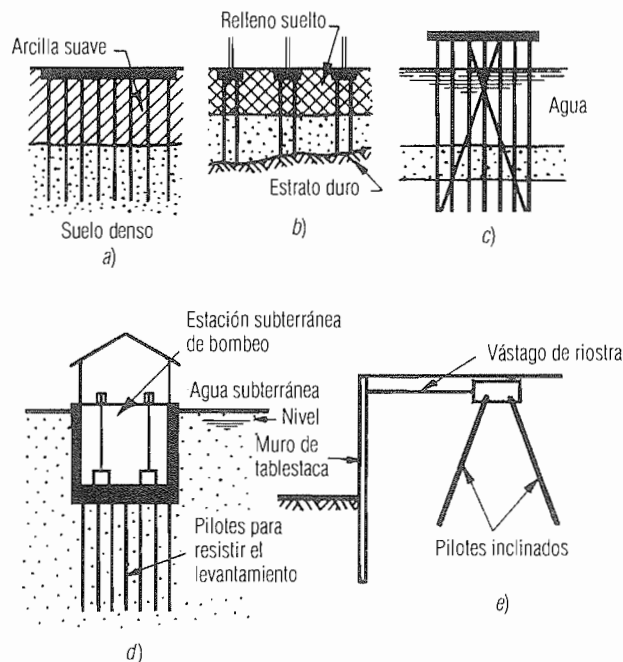


Figura 2.5. Tipos de cimentaciones con pilotes.

con el consecuente ahorro en excavación y concreto. Sin embargo, si el estrato más profundo yace bajo el manto freático, el costo del bombeo puede ser muy alto.

Una vez decidida la profundidad de la cimentación y las presiones de carga, el cuarto paso es calcular o estimar los asentamientos totales y diferenciales de la estructura. Si éstos fueran excesivos, las presiones de carga se deberían reducir, o bien, las cimentaciones se tendrían que llevar a un estrato más profundo y menos compresible. Si la capacidad de carga de las capas de suelo menos profundas es inadecuada, o si los asentamientos estimados de cimentaciones no profundas son excesivos, la estructura se tendrá que cimentar sobre pilotes o tomar otras medidas especiales, como proporcionar alguna articulación en la estructura para acomodar los movimientos diferenciales estimados.

Las consideraciones anteriores se analizan con mayor detalle en las páginas y capítulos siguientes que tratan los diversos métodos de diseño y construcción de cimentaciones. En esta etapa, sería útil definir los diversos términos relacionados con la capacidad y presión de carga:

a) *Presión total de sobrecarga (overburden)*, p , es la intensidad de la presión total debida a los pesos tanto del suelo como del agua del suelo, sobre cualquier plano horizontal, en o bajo el nivel de la cimentación antes de que comiencen las operaciones de construcción (figura 2.6).

b) *Presión efectiva de sobrecarga (overburden)*, p_o , es la intensidad de la presión intergranular sobre cualquier plano horizontal en o bajo el nivel de la cimentación antes de que comiencen las operaciones de construcción. Esta presión es la presión total de sobrecarga (p) menos la presión de agua de

los poros, la cual, en la mayoría de los casos, es igual a la presión del agua sobre el plano horizontal. Por ejemplo, para un nivel de cimentación a una profundidad b bajo el nivel del manto freático,

$$P_o = p - p\gamma_w b \quad (2.1)$$

c) *Presión total de la cimentación* (o intensidad de carga bruta), q , es la intensidad de la presión total en la tierra que se encuentra bajo la cimentación una vez erigida la estructura y de que ésta se haya cargado completamente. Está incluida en la carga bruta de la subestructura de la cimentación, en la carga de la superestructura y en la carga bruta de cualquier suelo y agua de suelo soportada por la subestructura.

d) *Presión neta de la cimentación* (o intensidad de carga neta), q_n , es el incremento neto en la presión sobre el suelo que se encuentra bajo la cimentación, debida a la carga muerta y viva aplicada por la estructura.

$$q_n = q - p \text{ (a la profundidad de la cimentación } D) \quad (2.2)$$

El término q_n , se utiliza para calcular la distribución del esfuerzo a cualquier profundidad bajo el nivel de la cimentación.

e) *La presión efectiva de la cimentación*, q'_n , es el incremento efectivo en presión sobre la tierra que se encuentra debajo de la cimentación, debida a las cargas muerta y viva aplicadas por la estructura.

$$q'_n = q - p_o \text{ (a la profundidad de la cimentación } D) \quad (2.2a)$$

f) *Capacidad de carga final*, q_f , es el valor de la intensidad de carga con que la tierra falla por cortante.

g) *Capacidad de carga final neta*, q_{nf} , para una cimentación particular, es el valor de la intensidad neta de carga con que la tierra falla por cortante, por ejemplo,

$$q_{nf} = q_f - p \quad (2.3)$$

h) *Valor de carga estimado*, es la intensidad neta de carga considerada apropiada para el tipo particular de tierra según los propósitos de diseño preliminar. El valor particular está basado, ya sea en la experiencia local, o en el cálculo resultante de las pruebas de fuerza o de carga de la tierra utilizando un factor de seguridad contra la ruptura por cortante.

i) *Presión de carga permisible*, q_u , es la intensidad de

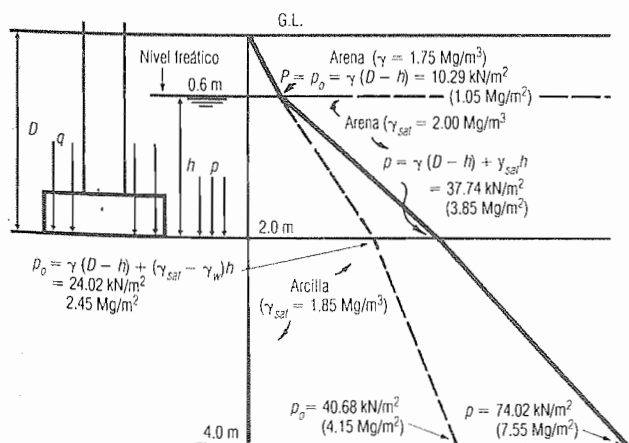


Figura 2.6. Ejemplo para calcular la presión total y efectiva de sobrecarga (overburden).

carga neta máxima permitida en la tierra en un caso dado, considerando la capacidad de carga, la cantidad y el tipo de asentamiento estimado, y la capacidad de la estructura para acomodar el asentamiento. En consecuencia, es una función, tanto del lugar como de las condiciones estructurales.

A partir de las definiciones anteriores, se podrá ver que hay una diferencia importante entre los términos *capacidad de carga* y *presión de carga*. Es importante entender claramente esta distinción y la utilización correcta de los términos. La *capacidad de carga* de un suelo para cimentación es la presión que el suelo es *capaz* de soportar, es decir, en el caso de la capacidad de carga final, la presión a la cual ocurre la falla por cortante, y este valor, dividido entre un factor adecuado de seguridad, da el *valor estimado de carga*. La *presión de carga* de una cimentación es la intensidad de carga *impuesta* por la cimentación al terreno.

El uso de los términos anteriores se puede ilustrar con la siguiente frase:

Los cálculos basados en la fuerza cortante del terreno mostraron que la *capacidad de carga final* para cimentaciones con base en zapatas corridas anchas de 1.2 m a una profundidad de 1.5 m fue de 600 kN/m². Adoptando un factor de seguridad de 3 sobre este valor, el *valor estimado de carga* del suelo debajo de la cimentación con base en zapatas corridas es de 200 kN/m². Sin embargo, en vista de la sensibilidad de la estructura a los efectos de asentamientos diferenciales pequeños, se decidió limitar los asentamientos totales y diferenciales adoptando una *presión de carga permisible* de 150 kN/m².

Surge un conflicto en la práctica inglesa, donde las estructuras y sus cimentaciones están diseñadas de acuerdo con los requerimientos del BS 8110 "The structural use of concrete" ("El uso estructural del concreto") y las cargas permisibles en las cimentaciones se calculan de acuerdo con el CP 2004. En el primer Código, se emplean factores de seguridad parciales para incrementar las cargas *características* muertas e impuestas a cantidades que se definen como la carga final. La resistencia final de la subestructura a la carga final impuesta sobre ella está calculada sobre la base de la fuerza *característica* del material utilizado para su construcción. La fuerza característica es nuevamente multiplicada por un factor de seguridad parcial para tomar en cuenta la posibilidad de que la fuerza del material como se construyó sea menor que la fuerza diseñada. Entonces, si la carga final en la estructura no excede la resistencia final a cargar, no se alcanza el *estado*

límite o el *estado límite de colapso* y la estructura está a salvo. También se calculan las deflexiones en la estructura para comprobar que éstas no exceden los valores máximos que pueden ser tolerados por la estructura o por el usuario, y por lo tanto asegurarse de que no se alcanza el *estado límite de servicio*.

Cuando las cimentaciones están diseñadas de acuerdo con el CP 2004, se calcula, primero, la carga máxima de trabajo que debe soportar el terreno. Esto corresponde a la carga característica según se define en el BS 8110, por ejemplo, la suma de la carga muerta real y de la carga viva máxima previamente calculada. La resistencia ofrecida por la tierra en esta carga se calcula después, y está basada en los parámetros de fuerza cortante representativa de los suelos o roca en cuestión. Éstos no son, necesariamente, los valores mínimos o promedio, aunque son parámetros seleccionados por el ingeniero utilizando su experiencia y juicio, al tomar en cuenta la variabilidad en la geología del lugar, el número de resultados de pruebas disponible, el cuidado utilizado en la toma de muestras y al seleccionarlás para pruebas, y la experiencia de otras investigaciones de campo, así como del comportamiento de las estructuras existentes en la localidad. También se considera el carácter de dependencia del tiempo de los parámetros de resistencia del suelo. Éstos se pueden incrementar como resultado de la consolidación de la tierra bajo la carga permanente o se pueden deteriorar como resultado de operaciones de construcción adyacentes o de desgaste de la tierra. La carga máxima impuesta por las cimentaciones sobre el terreno no debe exceder la resistencia calculada del suelo multiplicada por el factor de seguridad apropiado. En esto último se consideran los riesgos de asentamientos totales y diferenciales excesivos en la estructura, así como un margen para imprevistos en el método de diseño y en los valores seleccionados para los parámetros de fuerza cortante. Por lo tanto, los valores de seguridad no son constantes, sino que pueden variar de trabajo en trabajo, basándose principalmente en el juicio.

Se calculan entonces, los asentamientos de las cimentaciones. La carga adoptada para estos cálculos no es, necesariamente, la utilizada para obtener la carga de trabajo máxima. En lugar de esto, se toma la carga muerta real y se agrega al total o a alguna proporción de la carga impuesta, dependiendo del tipo de carga y de las características del suelo que dependen del tiempo. Por lo tanto, las estructuras como silos para grano tienen como carga impuesta la carga máxima del viento cuando el terreno responde inmediatamente a las presiones de la cimentación. Cuando el suelo responde lentamente, la carga viva correspondiente a los contenidos promedio de

los sitios, sin la carga máxima de viento, se utiliza para calcular los asentamientos a largo plazo. En caso de edificios residenciales o de oficinas, la reducción en la carga viva permitida por la British Standard (Norma Inglesa) CP 3 "Code of basic data for the design of buildings" (Código de información básica para el diseño de edificios) se puede reducir posteriormente para calcular asentamientos a largo plazo para obtener una carga impuesta estimada promedio que refleje la ocupación real del edificio. Sin embargo, donde el suelo responde inmediatamente a la carga de la cimentación, se debe adoptar una carga viva reducida únicamente como lo indica el CP 3 capítulo V.

Los asentamientos son significativos desde dos aspectos en relación con el BS 8110. Primero, los asentamientos diferenciales pueden ser tan grandes como para distorsionar la estructura hasta exceder el *estado límite de colapso*, y segundo, los asentamientos pueden inducir el resquebrajamiento o distorsión de la estructura hasta exceder el *estado límite de servicio*.

Por lo anterior, se puede ver lo difícil de reconciliar los alcances básicos de la BS 8110 y de la CP 2004. En la BS 8110, las cargas características pueden ser calculadas con una precisión razonable y las fuerzas características pueden ser controladas mediante pruebas realizadas en materiales utilizados en la construcción. En el caso del CP 2004, las cargas son vistas desde diferentes puntos, dependiendo del tiempo de la carga y de la deformación, y las fuerzas del suelo se seleccionan, por lo común, más en el juicio basado en la información limitada de pruebas, no necesariamente representativas, que en el análisis estadístico que muestra el resultado de gran número de pruebas. Éstas y otras dificultades en la aplicación del diseño del estado límite a la ingeniería geotécnica, son discutidas por Bolton.^{2,1}

No existe razón para diseñar las estructuras de manera diferente a los requerimientos del BS 8110 y sus cimentaciones a los del CP 2004. Sin embargo, es importante que el diseñador de estructuras defina claramente las cargas que serán sostenidas por el terreno al ingeniero en cimentaciones. Tendrá que poner en claro si son o no cargas afectadas por un factor, cargas reales, o cargas muertas combinadas con una carga viva reducida, según lo permite el CP 3.

2.2. ESTIMACIÓN DE PRESIONES DE CARGA PERMISIBLES

La presión de carga impuesta por una cimentación ya definida, es una función de las características del terreno, la profundidad y dimensiones de la cimentación, y el grado de asentamien-

tos que pueden ser tolerados por la estructura o sus instalaciones.

Hay dos caminos para la estimación de las presiones de carga permisibles. Primero, a partir de un conocimiento de las características de fuerza cortante del suelo, determinadas de acuerdo con el procedimiento en el capítulo 1, se puede calcular la *capacidad de carga final* (q_f) del suelo para una cimentación de una profundidad y dimensiones dadas. Entonces se puede aplicar un factor de seguridad arbitrario para calcular la capacidad de carga final, para dar el valor de carga estimada. Si se puede demostrar mediante la experiencia o el cálculo que los asentamientos dados por una presión de cimentación igual al valor de carga estimado no son excesivos para el tipo y función de la estructura, entonces la *presión de carga permisible* (q_a) se puede considerar igual al valor de carga estimada. Si el asentamiento es excesivo, entonces se tendrá que tomar un valor más bajo para la presión de carga permisible.

El segundo camino es determinar la presión de carga permisible a partir de la experiencia y del conocimiento de las características del suelo o mediante métodos empíricos basados en los resultados de ciertos tipos de pruebas *in situ* realizadas al terreno.

El procedimiento para calcular la capacidad de carga final a partir de las características de fuerza cortante del suelo, se puede aplicar en las cimentaciones sobre grava, arena, limo, arcilla y tipos intermedios. Se utiliza ampliamente para limos y arcillas, ya que con más de 50 años de experiencia en la aplicación de mecánica de suelos, hay una basta evidencia para sustanciar la solidez de este análisis.

El procedimiento se usa, a menor escala, para cimentaciones sobre arenas y gravas, y comienza a ser utilizado en cimentaciones sobre rocas. En el caso de arenas y gravas, la mayor desventaja para la adopción del análisis de mecánica de suelos meramente teórico, es la dificultad de obtener muestras puras satisfactorias para pruebas de laboratorio de fuerza cortante, y la falta de cualquier prueba *in situ* que daría valores de capacidad de carga directamente.

Por fortuna, el cálculo de la capacidad de carga final de suelos no cohesivos no se requiere comúnmente. Sólo en casos de cimentaciones estrechas y poco profundas sobre arenas saturadas puede haber riesgo de falla general por fractura bajo las presiones de carga normalmente utilizadas para el trabajo de cimentación. En todos los casos de cimentaciones sobre suelos secos no cohesivos, y en la mayoría de cimentaciones anchas o profundas, en suelos acuosos no cohesivos, las *presiones de carga permisibles* están gobernadas por consideraciones de asentamientos tolerables. En otras palabras, la presión de

carga permisible requerida para limitar los asentamientos en un valor tolerable, es mucho menor que la obtenida al dividir la capacidad de carga final entre un factor de seguridad arbitrario, por ejemplo 3. Por lo tanto, es preferible, en caso de cimentaciones sobre suelos no cohesivos, adoptar un método de diseño empírico relacionado con las presiones de carga permisibles para asentamientos permisibles para cimentaciones de dimensiones dadas. El incremento en la información sobre las relaciones entre la compresibilidad de las masas de roca y de la fuerza de la roca intacta, de su estado de erosión y sus discontinuidades, ha llevado al desarrollo posterior de métodos para determinar las presiones de carga permisibles en rocas articuladas débiles (véanse secciones 2.4.1 y 2.7).

En caso de cimentaciones sobre rocas fuertes y masivas, las presiones de carga permisibles se rigen únicamente por el esfuerzo de trabajo permisible en el componente de carga estructural de la roca, por ejemplo, la cimentación de zapata aislada de una columna o el fuste de un pilote de carga.

2.3. CÁLCULOS PARA LA CAPACIDAD DE CARGA FINAL MEDIANTE MÉTODOS TEÓRICOS DE MECÁNICA DE SUELOS

2.3.1. Caso general

Cuando se aplica una carga a una cimentación, el asentamiento ocurrirá en la forma mostrada en la gráfica de carga-asentamiento (figura 2.7). Hasta una cierta etapa (punto A), el asentamiento de la cimentación será comparativamente pequeño y en lo fundamental elástico (por ejemplo, al remover la carga, la cimentación se elevará casi hasta su nivel original). Al aumentar la carga, el asentamiento se incrementará a un nivel desproporcionado, hasta que finalmente (punto B) el asentamiento se incremente rápidamente sin aumentar

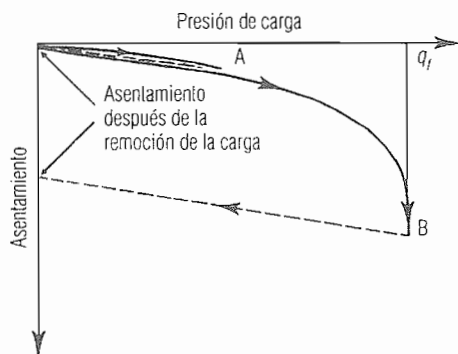


Figura 2.7. Relación de asentamiento-carga.

más la carga. La capacidad de carga final (q_f) del suelo se habrá alcanzado, y la cimentación se hundirá e inclinará haciendo más pesado el suelo que la rodea.

El hundimiento y la inclinación de la cimentación continuará hasta que la estructura se voltee, o hasta que el estado de equilibrio se obtenga cuando la cimentación alcance una profundidad en la que la capacidad de carga del suelo sea lo suficientemente alta para prevenir movimientos futuros. La inclinación ocurre casi siempre en los casos de falla de la cimentación porque la variación inevitable en la fuerza cortante y en la compresibilidad del suelo, de un punto a otro, causa mayor flexibilidad en un lado u otro de la cimentación. Esto lleva el centro de gravedad de la carga hacia el lado donde la flexión ocurrió, incrementando así la intensidad de presión de ese lado, seguida por una inclinación posterior.

Se establecieron varias ecuaciones para calcular la capacidad de carga final de cimentaciones poco profundas. Las más compresibles, que toman en cuenta la forma y la profundidad de la cimentación, así como la inclinación de la carga, la base de la cimentación y la superficie del terreno, se han creado por Brinch Hansen²² y por Meyerhof.²³ Ambas utilizan la misma ecuación básica (2.4), pero la forma, profundidad, inclinación y factores N_γ se calculan en diferente forma. Los factores Brinch Hansen se utilizan ampliamente en Europa Occidental, mientras que el método Meyerhof se ha adoptado por lo general en Norteamérica. Ya que los primeros factores arrojan valores más conservadores, se han utilizado en este libro al considerar que en la mayoría de los casos, en especial en suelos cohesivos más densos, las presiones de carga permisibles están regidas por consideraciones al asentamiento permisible en el trabajo de carga y no simplemente al dividir la capacidad de carga final calculada entre un factor de seguridad arbitrario. La ecuación básica es

$$q_f = cN_c s_c d_c i_c b_c g_c + p_o N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 1/2 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (2.4)$$

en donde

- γ = densidad del suelo bajo el nivel de la cimentación,
- B = ancho de la cimentación,
- c = cohesión sin drenar del suelo,
- p_o = presión efectiva del suelo sobrecargado a nivel de la cimentación,
- N_γ, N_q y N_c : factores de capacidad de carga,
- s_γ, s_q y s_c : factores de forma,
- d_γ, d_q y d_c : factores de profundidad,

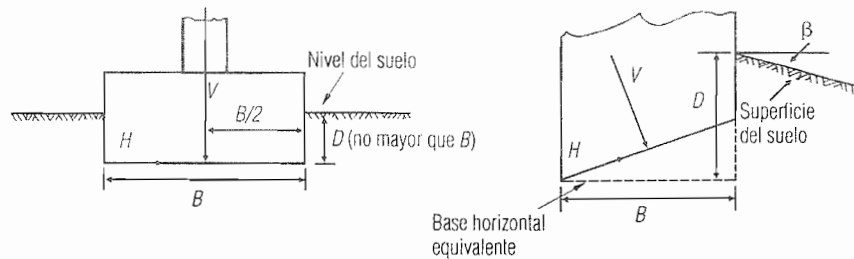


Figura 2.8. Distribución de la carga con la ecuación general de Brinch Hansen (2.4).

i_γ, i_q y i_c : factores de inclinación de la carga,
 b_γ, b_q y b_c : factores de inclinación de la base,
 g_γ, g_q y g_c : factores de inclinación de la superficie del suelo.

Las condiciones de carga para la ecuación Brinch Hansen se muestran en la figura 2.8. Los valores de los factores de capacidad de carga N_c, N_q y N_γ , y de los factores de forma s_c y s_γ para cargas verticales aplicadas en el centro se muestran en las figuras 2.9 y 2.10, respectivamente. El factor de forma s_q se calcula a partir de la ecuación

$$s_q = s_c - \frac{s_c - 1}{N_q} \quad (2.5)$$

La carga inclinada se debe considerar en dos direcciones: en dirección de la envergadura efectiva B' y del largo efectivo

L' de la cimentación. Las dimensiones B' y L' representan el área efectiva de la cimentación para la cual el punto de aplicación de la carga coincide con el centro geométrico del área. Un método de Meyerhof^{2,3} para determinar la envergadura y el largo efectivos de la cimentación se muestra en la figura 2.11.

Por lo tanto, para la carga en dirección de la envergadura,

$$B' = B - 2e_x; \quad (2.6)$$

y para la carga en dirección del largo,

$$L' = L - 2e_y. \quad (2.6a)$$

Los factores de forma para carga inclinada se convierten entonces en:

$$s_{cB} = 1 + 0.2i_{cB}B'/L', \quad (2.7)$$

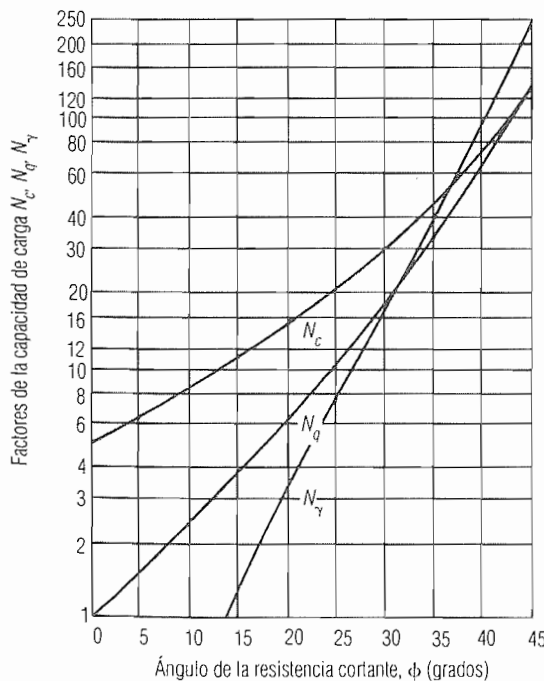


Figura 2.9. Factores de la capacidad de carga N_c, N_q y N_γ (tomado de Brinch Hansen^{2,21}).

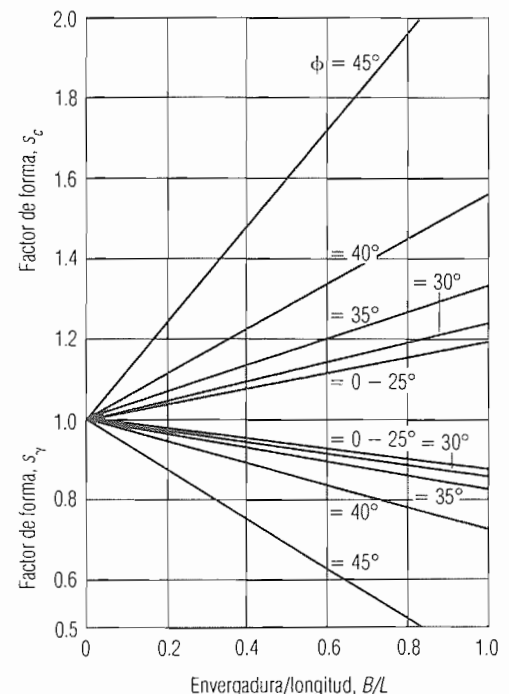


Figura 2.10. Factores de forma S_c y S_γ (tomado de Brinch Hansen^{2,21}).

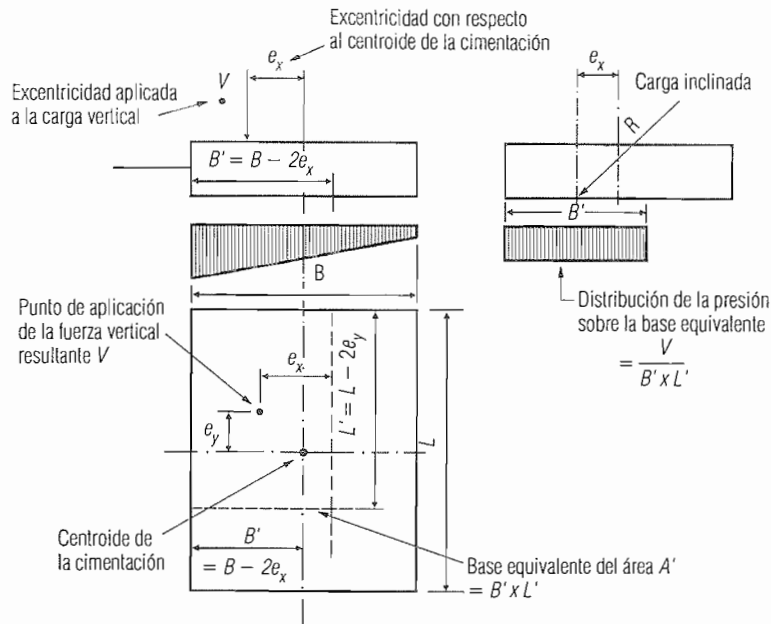


Figura 2.11. Transformación de una cimentación de carga-excéntrica para área rectangular equivalente soportando una presión vertical distribuida uniformemente.

$$s_{cL} = 1 + 0.2i_{cL}L'/B', \quad (2.8)$$

$$s_{qB} = 1 + \text{sen}\phi i_{qB}B'/L', \quad (2.9)$$

$$s_{qL} = 1 + \text{sen}\phi i_{qL}L'/B', \quad (2.10)$$

$$s_{\gamma B} = 1 - 0.4i_{\gamma B}B'/L', \quad (2.11)$$

$$s_{\gamma L} = 1 - 0.4i_{\gamma L}L'/B', \quad (2.12)$$

Los factores de forma $s_{\gamma B}$ y $s_{\gamma L}$ no deben ser menores a 0.6.

Los valores aproximados, lo suficientemente confiables para propósitos más prácticos para el factor de forma de carga vertical aplicada centralmente y B menor a L , son:

Forma de la base	s_c	s_q	s_γ
Zapata corrida	1.0	1.0	1.0
Rectangular	$1 + 0.2 B/L$	$1 + 0.2 B/L$	$1 - 0.4 B/L$
Cuadrada	1.3	1.2	0.8
Circular	1.3	1.2	0.6
$(B = \text{diámetro})$			

Los valores del factor de profundidad d_c se muestran en la figura 2.12. Los valores finales para la base a gran profundidad ($D = \infty$) se muestran a la derecha de esta figura. El factor de profundidad d_q se obtiene con la ecuación:

$$d_q = d_c - \frac{d_c - 1}{N_q} \quad (2.13)$$

El factor de profundidad d_γ se puede tomar como unidad en todos los casos. También cuando ϕ es cero d_q es igual a la unidad. Cuando ϕ es mayor a 25° d_q puede ser tomado como igual a d_c . Un valor simplificado de d_c y d_q cuando ϕ es menor a 25° es $1 + 0.35D/B$. El incremento en la capacidad de carga debido al uso de factores de profundidad depende del suelo sobre el nivel de la cimentación no siendo significativamente inferior en las características de la fuerza cortante, a éstas bajo este nivel. Donde exista suelo blando o suelto sobre el nivel de la cimentación, los factores de profundidad no se deben utilizar.

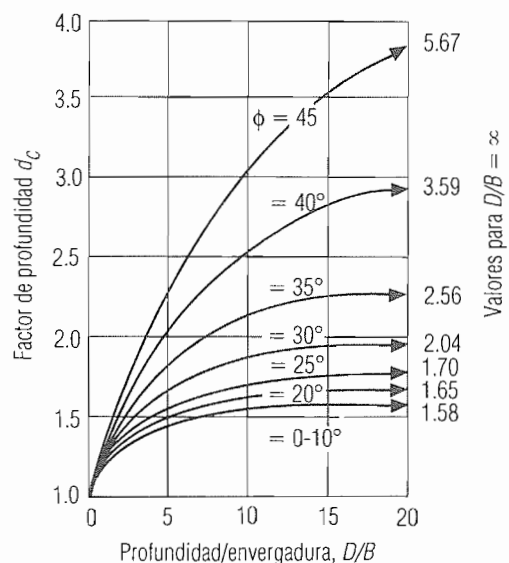


Figura 2.12. Factor de profundidad de d_c (tomado de Brinch Hansen²²).

Los valores de los factores de inclinación i_c , i_q y i_γ se muestran en la figura 2.13 en relación con ϕ , y con la envergadura y largo efectivos de la cimentación B' y L' . Los valores simplificados para H no mayores a $V \tan \delta + cB'L'$ (donde δ y c son el coeficiente de fricción y cohesión, respectivamente, entre la base y el suelo):

$$i_c = 1 - \frac{H}{2cB'L'} \quad (2.14)$$

$$i_q = 1 - \frac{1.5H}{V} \quad (2.15)$$

$$i_\gamma = i_q^2 \quad (2.16)$$

En la ecuación 2.16 es aplicable únicamente para $c = 0$ y $\phi = 30^\circ$, pero Brinch Hansen establece que puede utilizarse para otros ángulos ϕ . La determinación de los factores de inclinación de la base es más bien compleja, el lector deberá consultar el trabajo de Brinch Hansen de 1968²² como guía. Sin embargo, al tomar en cuenta que la carga es principalmente normal a la superficie de la cimentación, las cimentaciones que tienen una base inclinada se deben tratar como si tuvieran una base horizontal al mismo nivel de la orilla más baja de la cimentación y rodeadas de planos verticales a través de las otras tres orillas (figura 2.8).

Donde la superficie del terreno se inclina lejos de la cimentación a un ángulo β al horizontal (figura 2.8),

$$g_\gamma = g_q = 1 - \sin 2\beta \quad (2.16a)$$

$$g_c = e^{-2\beta \tan \phi} \quad (2.16b)$$

donde e es la base 2.71828 del logaritmo natural y β está en radianes.

En un suelo donde el ángulo de resistencia al corte es cero, el efecto de inclinación del terreno puede permitirse calculando la capacidad de carga final para una superficie al nivel del suelo y reducirla a una cantidad igual a $2\beta c_u$ (donde β está en radianes).

Para la mayoría de los trabajos de cimentación normales en donde la profundidad de la cimentación no es mayor que su ancho, se pueden utilizar las ecuaciones de Terzaghi para fallas generales por esfuerzo cortante en cimentaciones no profundas:

(i) **Cimentaciones basadas en zapatas.** La capacidad de carga final está dada por:

$$q_f = cN_c + P_o(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + p \quad (2.17)$$

o la capacidad de carga final neta,

$$n_f = cN_c + P_o(N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2.18)$$

(ii) **Cimentaciones cuadradas o circulares.** La capacidad de carga final está dada por:

$$q_f = 1.3cN_c + P_o(N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma + p \quad (2.19)$$

o la capacidad de carga final neta,

$$n_f = 1.3cN_c + P_o(N_q - 1) + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (2.20)$$

Los términos en las ecuaciones 2.17 a 2.20 son como lo define la ecuación general de Brinch Hansen.

N_c , N_q y N_γ son constantes que dependen del ángulo de resistencia al corte del suelo (los valores dados por Terzaghi y Peck se

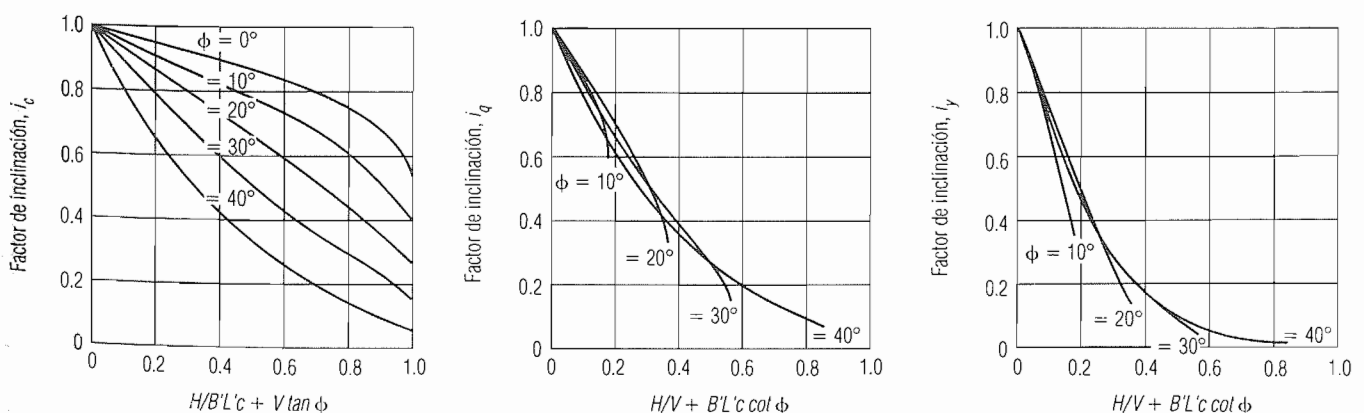


Figura 2.13. Factores de inclinación i_c , i_q , i_γ (tomado de Brinch Hansen²²).

muestran en la figura 2.14). Si el nivel de agua se eleva sobre el nivel de la cimentación, la densidad sumergida se toma para el suelo bajo el nivel del agua para determinar el valor de P_o y γ .

En el caso de cimentaciones profundas (incluyendo sótanos, pozos y pilote), Terzaghi introdujo factores adicionales para tomar en cuenta la fricción a lo largo de los lados de las cimentaciones y los esfuerzos cortantes a lo largo de los límites exteriores del suelo adyacente a la cimentación. Así, en la figura 2.15, su fórmula general para una cimentación circular *profunda* de un radio r es

$$Q_d = Q_{pr} + 2\pi r f_s D, \quad (2.21)$$

en donde

Q_{pr} = resistencia de la base calculada con la ecuación (2.19),

f_s = fricción de la corteza entre la cimentación y el suelo,

D = profundidad de la cimentación

Los valores de f_s dependen del material de la cimentación y de las características del suelo. La información sobre los valores utilizados en la práctica se dan en el capítulo 7.

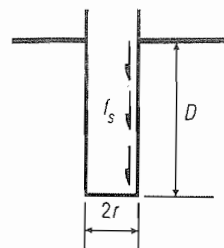


Figura 2.15. Cimentación profunda ($D/B > 5$).

2.3.2 Cimentaciones en suelos no cohesivos

Para suelos no cohesivos, por ejemplo arenas y gravas, las ecuaciones generales de Terzaghi se convierten en

$$q_f = P_o (N_q - 1) + \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + p \quad (2.22)$$

para cimentaciones basadas en zapatas, y

$$q_f = P_o (N_q - 1) + 0.4 \gamma B N_\gamma + p \quad (2.23)$$

para cimentaciones cuadradas o circulares. El término cN_c también se omite de la ecuación general Brinch Hansen (2.4).

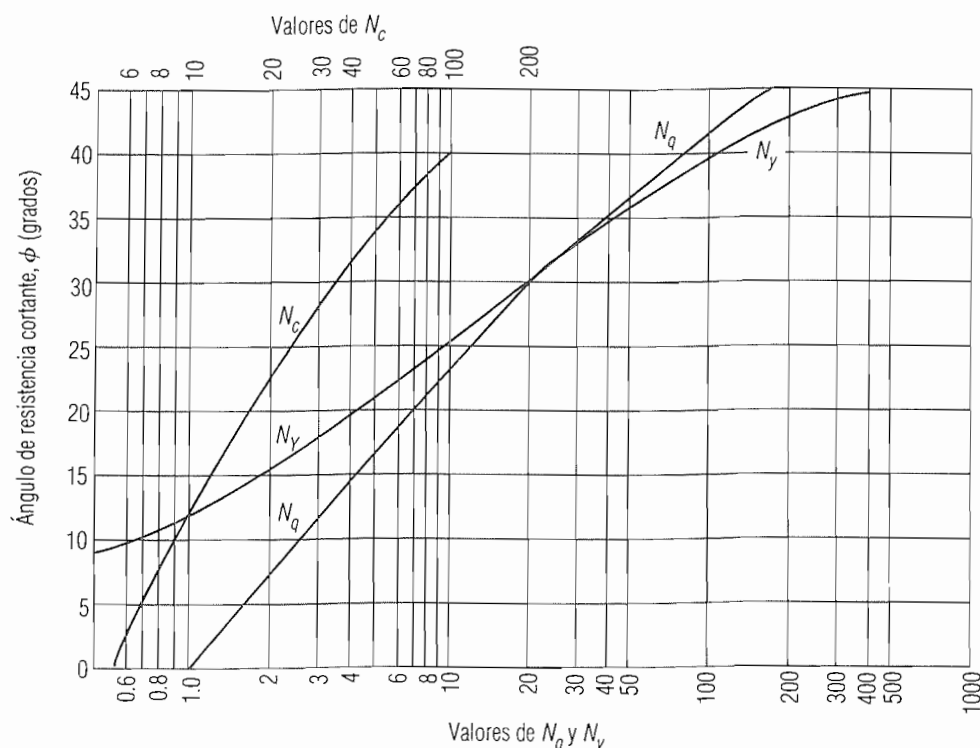


Figura 2.14. Factores de capacidad de carga de Terzaghi para cimentaciones poco profundas ($D \leq B$).

Usualmente es necesario calcular la capacidad de carga final sólo para cimentaciones estrechas sobre arenas sueltas sumergidas. Para propósitos más prácticos, con el fin de obtener los valores de N_q y N_γ de la figura 2.14 es suficientemente preciso asumir el valor para el ángulo de resistencia al cortante (ϕ) con base en densidad relativa de la arena como lo dan las pruebas empíricas de penetración *in situ*. Algunas pruebas adecuadas son la prueba de penetración estándar o las pruebas de penetración de cono estático o dinámico (sección 1.4.4).

Esta correlación de los valores de pruebas de penetración *in situ* con el ángulo de resistencia al cortante de suelos no cohesivos se muestra en la figura 2.16. Terzaghi y Peck²⁵ dan los siguientes valores de ϕ para arenas *secas*, gravas y limos:

	Grano redondo uniforme	Grano angular bien graduado	Arenas limosas	Gravas arenosas	Limos inorgánicos
Suelto	27.5°	33°	27-33°	35°	27-30°
Denso	34°	45°	30-34°	50°	30-35°

Terzaghi y Peck establecen que los valores ϕ para arenas *saturadas* suelen ser uno o dos grados más abajo de los valores dados en el cuadro, excepto en el caso de arenas muy limosas, en donde ϕ puede ser considerablemente más bajo para condiciones de carga rápida (sección 2.4.2), cuando ϕ

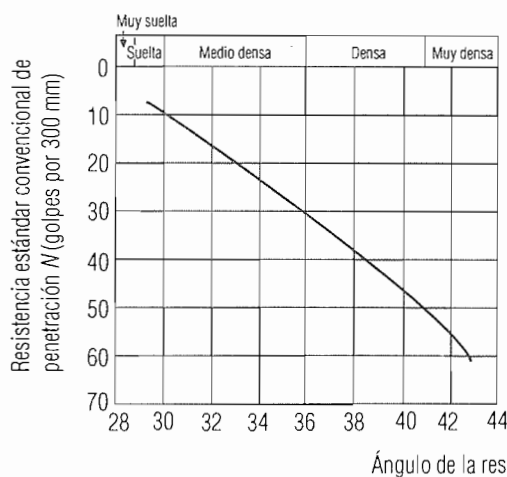
se debe determinar con pruebas de fuerza cortante en el laboratorio o con pruebas de carga en campo.

La capacidad de carga final de cimentaciones profundas en suelos no cohesivos puede ser calculada con las ecuaciones de la sección 2.3.1 o con la ecuación general 2.4.

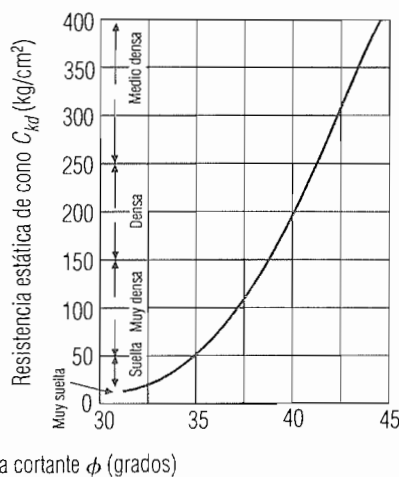
Se debe prestar atención a que la relación empírica entre la prueba de penetración estándar y el ángulo de resistencia al cortante, ignora el fenómeno de dilatación en suelos granulares densos donde un ángulo máximo ocurre a una deformación al cortante relativamente pequeña seguida por un ángulo final más bajo a una larga deformación. La dilatación es importante en el diseño de estructuras contenedoras de tierra. Esto se discute en la sección 5.6.

2.3.3. Cimentaciones en suelos cohesivos

La mayoría de los suelos de arcilla están saturados y se comportan como si fueran puramente cohesivos (ángulo de resistencia al cortante igual a cero), con la condición de que el agua no sea expulsada del suelo cuando la carga se aplique. Esto se acepta como base para calcular la capacidad de carga final para la mayoría de los casos normales de carga estructural, donde la carga llega a la cimentación con relativa rapidez. Sólo en caso de rangos de carga muy lentos, o con suelos muy limosos, se puede tomar en cuenta el efecto de disminución en el contenido de agua, y por lo tanto el incremento de la fuerza cortante.



a)



b)

Figura 2.16. Determinación del ángulo de resistencia al cortante de los suelos granulares de pruebas *in situ*. a) Relación entre la resistencia estándar de penetración (valores N) y entre el ángulo de resistencia al cortante de un suelo granular (tomado de Peck, Hanson y Thorburn²⁴). b) Correlación de Meyerhof entre la resistencia estática de penetración de cono y el ángulo de resistencia al cortante de una arena.

El incremento en fuerza cortante con rangos de carga muy lentos se permite para las estimaciones de las presiones de carga seguras para presa de tierras altas, que probablemente tardarán varios años en construirse. El decremento en el contenido de agua del suelo es, evidentemente, acompañado de asentamiento. En el caso de una presa de tierra, el asentamiento no tendrá consecuencias para la estabilidad del terraplén. Sin embargo, este procedimiento no se puede aplicar a estructuras que son sensibles a un asentamiento apreciable. Se puede usar para estructuras flexibles como tanques de acero de almacenamiento construidos en suelos limosos. El tanque se puede llenar con pequeños incrementos durante periodos largos. El resultado del asentamiento podría hacer cóncavos o torcer los pisos planos de acero sin causar fractura y por consecuencia pérdida de los contenidos.

Asumiendo que el ángulo de resistencia al cortante del suelo es igual a cero, las fórmulas simplificadas en términos de *esfuerzo total* para las capacidades de carga de las cimentaciones de zapata aislada o corrida son las siguientes:

$$\text{Capacidad de carga final, } q_f = cN_c + p, \quad (2.24)$$

$$\text{Capacidad de carga final neta, } q_{nf} = cN_c, \quad (2.25)$$

donde

c = cohesión sin drenar,

N_c = factor de capacidad de carga,

p = presión total de sobrecarga (*overburden*) a nivel de la cimentación.

La cohesión (c) se determina a partir de los resultados de las pruebas "inmediatas" de compresión triaxial sin drenar, a volumen constante, realizadas en muestras de suelo provenientes de abajo del nivel de la cimentación dentro de la zona esforzada, significativamente, debido a la carga de la cimentación. Por las variaciones apreciables en fuerza que ocurren, por lo común, en depósitos naturales de suelo, la selección de un valor representativo de c para la sustitución en la ecuación anterior es un asunto que requiere de alguna experiencia y juicio. Esto se discute más adelante en el caso de las cimentaciones extendidas en la sección 4.1.2, y en el caso de pilotes en la sección 7.7.2. Donde los suelos son lo suficientemente permeables para que se lleve a cabo un drenado significativo durante el periodo de aplicación de la carga, o donde los cambios en el régimen de agua subterránea puedan causar presiones o fluir hacia arriba para desarrollarse bajo la cimentación, entonces la capacidad de carga final se debe calcular en

términos de *esfuerzo efectivo*. En estas condiciones, la cohesión aparente c' se sustituye por c en las ecuaciones 2.4, 2.17 y 2.18, y los valores de N_c , N_q y N_γ se leen para el ángulo efectivo de resistencia al cortante ϕ . Los valores de c' y ϕ se obtienen mediante las pruebas de compresión triaxial drenadas (sección 1.10). Es importante notar que la presión efectiva de sobrecarga, (*overburden*) p_o en las ecuaciones 2.4 y 2.17 a 2.20 es igual al total de la presión de sobrecarga (*overburden*) menos la presión del agua de poro (ecuación 2.1). Donde se esperan cambios en el régimen de presión del agua de poro durante la vida de servicio de una estructura, es necesario calcular la capacidad de carga final en términos tanto de esfuerzo total como efectivo.

Se debe hacer notar que el factor de capacidad de carga N_c para condiciones de corte sin drenar ($\phi = 0$) se basó en pruebas de corte sin drenar realizadas en dirección vertical sobre muestras en el laboratorio. A veces, es común obtener la fuerza cortante sin drenar en arcillas suaves mediante las pruebas de campo con veleta (sección 1.4.4). Éstas cortan la tierra en una dirección horizontal. Bjerrum²⁶ apuntó que, debido a los efectos de anisotropía del suelo y a la diferencia en el rango de carga entre la prueba de campo aplicada rápidamente y la aplicación más lenta de la carga en una cimentación, las pruebas de veleta deben mostrar valores de fuerza cortante más altos que los que se pueden encontrar en la práctica. Este mismo autor²⁶ propuso una corrección empírica para arcillas normalmente consolidadas (figura 2.17) basada en el índice de plasticidad del suelo, que se puede aplicar a los resultados de la prueba de veleta para utilizarse en ecuaciones de capacidad de carga aplicables a condiciones de corte sin drenar.

Los factores de profundidad, forma e inclinación de Brinch Hansen, como lo muestran las figuras 2.10 a 2.13, pueden ser aplicados al valor N_c de 5.14 para condiciones de corte sin drenar de la carga de la superficie ($\phi = 0$) para obtener la capacidad de carga final a partir de las ecuaciones 2.24 o 2.25. Sin embargo, la experiencia con pruebas de carga para la resistencia de cimentaciones y diques en arcillas suaves a firmes han mostrado que los valores de Brinch Hansen son demasiado conservadores. Los valores de Skempton²⁷ de N_c para carga vertical en cimentaciones basadas en zapatas o circulares (y rectangulares) se utilizan más comúnmente. Éstos se muestran en la figura 2.18. Los factores de forma de Brinch Hansen (figura 2.10) se pueden aplicar en estos valores N_c en caso de cimentaciones rectangulares, así como la relación simple mostrada en la figura 2.18. El incremento en los valores N_c con incremento en la propor-

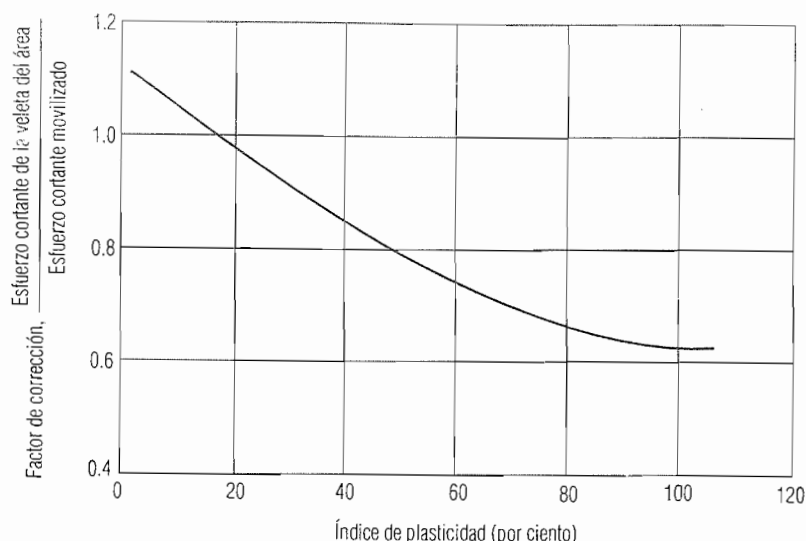


Figura 2.17. Factores de corrección para un esfuerzo cortante no drenado de arcillas consolidadas normalmente, obtenidos por pruebas de veletas del área (tomado de Bjerrum²⁶).

ción entre la profundidad y el ancho es nuevamente en función de que no haya suelo blando o suelto sobre el nivel de la cimentación.

La capacidad de carga final de cimentaciones profundas en suelos cohesivos se puede calcular a partir de la ecuación 2.21. La ecuación 2.24 se utiliza para calcular Q_{pr} ; los valores de f_s se obtienen en la sección 6.2.1 para cimentaciones de muelles y diques, y de la secciones 7.7 a 7.9 para cimentaciones con pilotes.

2.3.4. Presiones de carga para cimentaciones basadas en losas alargadas en arcillas

Las presiones de carga permisibles para cimentaciones con base en losas alargadas en suelos uniformes se deben valorar considerando los asentamientos permisibles totales y diferenciales más que los calculados por la división entre la capacidad de carga final calculada por un factor de seguridad nominal. Sin embargo, puede haber una variación considerable en la fuerza de corte y en la compresibilidad de los depósitos naturales del suelo bajo una cimentación basada en losas alargadas, particularmente en depósitos aluviales, en que puede haber una corteza dura de espesor variable sobre las capas compresibles blandas de extensión variable tanto horizontal como verticalmente. En esas condiciones, existe la posibilidad de falla de una cimentación debida al esfuerzo excesivo y al compactamiento de la capa de tierra blanda de un lado del área de carga (sección 4.1.2).

Donde la fuerza cortante y la compresibilidad del suelo varía sobre el área de la cimentación, la relación entre la fuerza cortante —profundidad y la relación entre el coeficiente de volumen de compresibilidad (m_v)— profundidad (sección 2.6.6) deben trazar en cada posición de las excavaciones, y la información desplegada en un perfil del suelo a lo largo de una o más secciones transversales. La inspección de la información trazada indicará si las zonas potenciales de suelos sobreesforzados son lo suficientemente extensas para significar un riesgo de falla por inclinación o no. Si

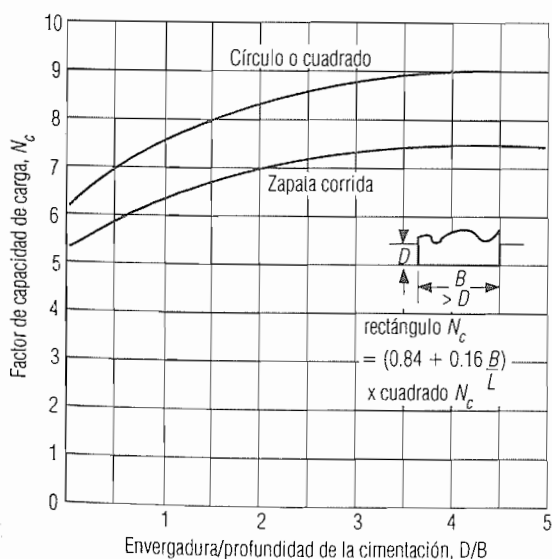


Figura 2.18. Factor de capacidad de carga N_c para un suelo cohesivo ($\phi = 0$) (tomado de Skempton²⁷).

ése fuera el caso, la cimentación será colocada bajo esas zonas hasta suelos más profundos y sólidos. Sin embargo, si los suelos débiles estuvieran uniformemente distribuidos en el área, o confinados a una zona relativamente pequeña bajo el centro del área, entonces la presión de carga permisible podría ser calculada considerando los asentamientos. Se puede adoptar un valor preliminar para la presión de carga permisible basada en la capacidad de carga final de las capas del suelo más débiles, dividida entre un factor de seguridad nominal, por ejemplo 3. Los asentamientos inmediatos y de consolidación se deben calcular en correspondencia con la compresibilidad máxima, mínima y el promedio de las capas del suelo como lo muestran los diversos trazos de m_v contra la profundidad, utilizando los métodos descritos en la sección 2.6.6. Si los asentamientos diferenciales o el deslizamiento son excesivos, entonces la cimentación se colocará en estratos más profundos y menos compresibles, o, en caso de que las capas del suelo compresibles sean delgadas, en relación con la zona del suelo sometida a esfuerzo por la losa, podría ser posible incrementar el área de plano de la losa, reduciendo la presión de carga y, consecuentemente, la compresión de dichas capas. Esta etapa final de cálculo de asentamientos debe tomar en cuenta la profundidad y rigidez de la losa como se describe más adelante en este capítulo.

2.4. ESTIMACIÓN DE PRESIONES DE CARGA PERMISIBLES MEDIANTE MÉTODOS EMPÍRICOS

Hay dos caminos para la estimación de presiones de carga permisibles mediante métodos empíricos. El primero es al obtener los valores de carga estimados de las reglamentaciones de construcción locales o nacionales, o de cuadros publicados del tipo mostrado en la tabla 2.1. El segundo camino es utilizar un método de diseño empírico basado en alguna forma de prueba realizada *in situ* en el suelo o en la roca.

2.4.1. Valores de carga estimados

Los valores de carga estimados establecidos en los reglamentos de construcción se basan comúnmente en una larga experiencia del comportamiento de cimentaciones en tierras o rocas de las localidades cubiertas por dichos reglamentos.

Son, usualmente, conservadores, pero no siempre. En ellos, por ejemplo, se dan valores de carga bajos para rocas que bien pueden deberse al conocimiento local de factores como la erosión o el fisuramiento intenso de la formación. El ingeniero está por lo general tentado a adoptar un valor de carga mayor después de inspeccionar lo que parece ser una roca firme y sólida en los pozos de prueba. Sin embargo, cuando se realizan excavaciones subsecuentes para colocar la cimentación, la superficie de la roca sólida puede resultar altamente irregular y por lo tanto necesitar una excavación profunda y poco ancha para alcanzar un estrato adecuado. Esto retrasa el programa de construcción mientras se define cuál es el estrato compatible con la presión de carga adoptada. Es común encontrar que el ingeniero que realizó la investigación inicial del sitio e hizo las recomendaciones tenga una opinión diferente respecto al estrato aceptable para la carga a la del ingeniero que supervisa la construcción en el sitio.

Casi siempre es más económico construir cimentaciones más anchas a una profundidad uniforme y predeterminada, que excavar hoyos angostos a una profundidad que no puede ser predecida a la hora de estimar el costo del trabajo. Los valores de la tabla 2.1 se basan en la compresibilidad de las rocas y de los suelos como lo determinan las pruebas de campo y de laboratorio. La adopción de estos valores puede resultar en asentamientos inmediatos y a largo plazo que alcancen o sumen hasta 50 mm en el caso de cimentación aislada. En el caso de cimentaciones en Keuper Marl sobre Tiza altamente porosa, los valores esperados de carga se han relacionado con los grados de erosión de estas rocas como lo muestra la tabla 2.1b. Se debe considerar el movimiento diferencial entre cimentaciones adyacentes. Si éste excede el límite permisible para daño estructural (sección 2.6.2), se debe realizar un análisis detallado de los asentamientos siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.6.

Los valores para rocas mostrados en la tabla 2.1a y b se basan en las relaciones entre los módulos de deformación y la fuerza de compresión no-confinada, o el grado de erosión establecido por Hobbs.^{1,26} Todos los valores asumen que:

- a) el sitio y los sitios adyacentes están razonablemente nivelados;
- b) el terreno y el estrato están razonablemente nivelados;
- c) no hay una capa de compresibilidad mayor bajo el estrato de la cimentación;
- d) el sitio está protegido contra el deterioro.

Tabla 2.1. Valores de carga esperados para las cimentaciones horizontales bajo una carga vertical estática, el asentamiento de la cimentación individual no debe exceder 50 mm.

a) Cimentaciones de zapata corrida que no excedan los 3 m de ancho, y una longitud no mayor a 10 veces el ancho de la carga sobre la superficie de roca.

Grupo de roca	Grado de fuerza	Espaciamiento de discontinuidad (mm)	Valor esperado de carga permitida (kN/m ²)
Piedras calizas puras y dolomitos, areniscas carbonatadas de baja porosidad	Fuerte	60 a > 1000	> 12 500 ¹
		> 600	> 10 000 ³
	Moderadamente fuerte	200 a 600	7500 a 10 000
		60 a 200	3000 a 7500
		600 a > 1000	> 5000 ¹
		200 a 600	3000 a 5000
		60 a 200	1000 a 3000
		> 600	> 1000 ¹
	Débil	200 a 600	750 a 1000
		60 a 200	250 a 750 ²
	Muy débil		
Piedras calizas margosas, oolíticas e ígneas; areniscas bien compactadas; esquistos de arcilla carbonatados; rocas metamórficas (incluyendo pizarras y esquistos con segmentación plana/foliación)	Fuerte	200 a > 1000	10 000 a > 12 500 ¹
		60 a 200	5000 a 10 000
	Moderadamente fuerte	600 a > 1000	8000 a > 10 000 ¹
		200 a 600	4000 a 8000
	Moderadamente débil	60 a 200	1500 a 4000
		600 a > 1000	3000 a > 5000 ¹
		200 a 600	1500 a 3000
		60 a 200	500 a 1500
	Débil	600 a > 1000	750 a > 1000 ¹
		< 200	²
	Muy débil	Todos	²
Piedras calizas muy margosas; areniscas pobremente compactadas; arcilla esquistosa y esquistos de arcilla compactados; pizarras y esquistos con segmentación plana/foliación	Fuerte	600 a > 1000	10 000 a > 12 500 ¹
		200 a 600	5000 a 10 000
	Moderadamente fuerte	60 a 200	2500 a 5000
		600 a > 1000	4000 a > 6000 ¹
		200 a 600	2000 a > 4000
		60 a 200	750 a 2000
	Moderadamente débil	600 a > 1000	2000 a > 3000 ¹
		200 a 600	750 a 2 000
		60 a 200	250 a 750
		600 a > 1000	500 a 750
	Débil	200 a 600	500 a 500 ²
		< 200	²
	Muy débil	Todos	²
Arcillas y esquistos no compactados	Fuerte	200 a 600	250 a 5000
		60 a 200	1250 a 2500
	Moderadamente fuerte	200 a 600	1000 a 2000
		60 a 200	300 a 1000
	Moderadamente débil	200 a 600	400 a 1000
		60 a 200	125 a 400

Tabla 2.1. a) (Continuación.)

Grupo de roca	Grado de fuerza	Espaciamiento de discontinuidad (mm)	Valor esperado de carga permitida (kN/m ²)
	Débil 60 a 200	200 a 600 ²	150 a 250
	Muy débil	Todos	²

NOTAS: Los valores de carga esperados para cimentaciones cuadradas hasta de 3 m de ancho son aproximadamente iguales o del doble de los valores dados si los asentamientos se limitan a 25 mm.

¹ Las presiones de carga no deben exceder la fuerza de compresión no confinada de la roca si las juntas están muy ajustadas. Las juntas se abren, la presión de carga no debe exceder de la mitad de la fuerza de compresión no confinada de la roca.

² Las presiones de carga para estas rocas débiles o juntas muy estrechas, se deben determinar después de una inspección visual, complementada cuando sea necesario con pruebas de laboratorio o de campo para determinar su fuerza y compresibilidad.

b) Cimentaciones de zapata corrida o cimentaciones de zapata que no excedan 3 m de ancho, y con una longitud no mayor a 10 veces el ancho de la carga sobre la superficie de la Marga Keuper o tiza.

Tipo de roca	Grado de erosión	Descripción	Valor esperado de carga (kN/m ²)
Marga Keuper	I (no erosionado)	Esquistos de arcilla (frecuentemente fisurados)	300 a 500
	II (ligeramente erosionado)	Bloques angulares de marga no erosionado o esquistos de arcilla virtualmente sin matriz	200 a 300
	III (moderadamente erosionado)	Matriz de restos líticos frecuentes hasta de 25 mm	100 a 200
	IV (a) (altamente erosionado)	Matriz de perlas ocasionales de piedra arcillosa menores de 3 mm (usualmente del tamaño de arena gruesa)	50 a 100
	IV (b) (completamente erosionado)	Matriz solo (en forma de arcilla fangosa)	²
Tiza	I	En bloque, moderadamente débil y quebradizo	> 1000
	II	En bloque, débil y juntas mayores de 200 mm aparte y cerradas	500 a 1000
	III	Cascajo para el bloque, no erosionado, juntas separadas de 60 a 200 mm aparte, abiertas a 3 mm y, a veces, rellenas con fragmentos	250 a 500

b) (Continuación.)

Tipo de roca	Grado de erosión	Descripción	Valor esperado de carga (kN/m ²)
	IV	Cascajo, parcialmente erosionado estratificado y con unión. Uniones separadas de 10 a 60 mm, abiertas a 20 mm, y a veces rellenadas con yeso débil y remoldeadas, con fragmentos	125 a 250
	V	Con estructuras, remoldeadas, conteniendo masas de roca inactiva	50 a 125
	VI	Extremadamente débil. Sin estructura, conteniendo pequeñas masas de tiza intacta	²

Los valores esperados de carga para cimentaciones cuadradas sobre 3 m de ancho son aproximadamente del doble de los valores mencionados.

² Los valores esperados de carga se deben determinar a partir de una inspección visual o con pruebas de laboratorio o de campo, considerando la roca erosionada en consistencia de un suelo.

c) Cimentaciones en suelos no-cohesivos a una profundidad mínima de 0.75 m bajo el nivel del terreno.

Descripción del suelo	Valor N en una prueba de penetración estándar	Valor esperado de carga (kN/m ² o kgf/cm ² × 100) para una cimentación de un ancho de		
		1 m	2 m	4 m
Gravas y arenas muy densas	>50	600	500	400
Gravas y arenas densas	30-50	350-600	300-500	250-400
Gravas y arenas medio densas	10-30	150-350	100-300	100-250
Gravas y arenas sueltas	5-10	50-150	50-100	50-100

NOTAS: 1. Correcciones para los valores N para aplicarse al valor N observado antes de usar esta tabla (véase sección 2.4.2). 2. Se asume que el manto freático no debe estar cerca a la base de la cimentación. Si el manto freático está en la base de la cimentación, o en una profundidad igual al ancho de la cimentación, estos valores esperados de carga se deben dividir entre dos.

2.4.2. Determinación de las presiones de carga permisibles en suelos no-cohesivos por medio de pruebas *in situ*

Sólo en el caso de cimentaciones angostas en arenas saturadas y gravas se determina la presión de carga permisible a partir de la capacidad de carga final en la falla. En otros casos, la presión de carga permisible está gobernada por el asentamiento

permisible de la estructura debido a la consolidación de los suelos bajo carga aplicada. Los efectos de asentamientos en la estructura serán discutidos en este capítulo. Los cuatro tipos de pruebas *in situ* que se pueden utilizar para estimar presiones de carga son:

- a) Prueba de penetración estándar
- b) Prueba de penetración de cono dinámico
- c) Prueba de penetración de cono estático
- d) Prueba de carga de la placa

Tabla 2.1. (Continuación.) *d)* Cimentaciones en suelos cohesivos a una profundidad mínima de 1 m bajo el nivel del terreno.

Descripción	Fuerza cohesiva (kN/m ² o kgf/cm ² × 100)	Valor esperado de carga (kN/m ² o kgf/cm ² × 100) para una cimentación de un ancho de		
		1 m	2 m	4 m
Arcillas pedregosas duras, arcillas fisuradas duras (por ejemplo más profundas que arcillas Gault y London)	>300	800	600	400
Arcillas pedregosas muy duras, arcilla London "azul" muy rígida	150-300	400-800	300-500	150-250
Arcillas firmes fisuradas (por ejemplo, arcilla London rígida "azul" y café), arcilla pedregosa rígida erosionada	75-150	200-400	150-250	75-125
Arcillas firmes (a profundidad), arcillas fluvio-glaciales y de lagos, arcilla London "café" superior y erosionada	40-75	100-200	75-100	50-75
Arcillas suaves aluviales consolidadas normalmente (por ejemplo, arcillas marinas, de ríos y de estuarios)	20-40	50-100	25-50	Insignificantes

Si la prueba de penetración estándar se realiza durante las perforaciones, los valores de N se pueden relacionar con presiones de carga permisibles para varios anchos (figura 2.19). Esta relación es empírica y se estableció por Terzaghi y Peck²⁸ a partir de observaciones de campo. En la preparación de las curvas mostradas en la figura 2.19, Terzaghi y Peck definieron la presión de carga permisible como aquella que causa 25 mm de asentamiento bajo el ancho dado de la cimentación.

Se debe notar que las presiones de carga permisibles están basadas en la consideración de que el nivel freático se encuentra a una profundidad por lo menos B bajo el nivel de la cimentación. Si el nivel freático está en, o cerca del nivel de la cimentación y la profundidad de la cimentación es pequeña en relación con su ancho, los asentamientos se duplicarán o, si se sigue el mismo criterio de un asentamiento que no exceda los 25 mm, entonces las presiones de carga permisibles se deben reducir a la mitad. Debido a la rigidez de las losas o a

cimentaciones profundas de pila, los asentamientos totales y diferenciales serán menores a aquellos de cimentaciones individuales extendidas o basadas en zapatas corridas; por lo tanto, se puede utilizar el doble de las presiones de carga permisibles dadas en la figura 2.19 para losas alargadas o pilas profundas sobre arenas secas, y los valores reales en la figura 2.19 para arenas sumergidas.

Terzaghi y Peck establecieron que se deben tomar precauciones para evitar el aflojamiento lateral de arena por debajo de las orillas de losas a profundidades menores de 2.5 a 3 m bajo el nivel del terreno.

Es necesario, también, realizar correcciones a los valores de la prueba de penetración estándar con base en lo que se mida en las perforaciones antes de utilizar estos valores en la figura 2.19. Se realizarán correcciones adecuadas para el efecto de la presión de sobrecarga (*overburden*). Los factores de corrección mostrados en la figura 2.20 se basan en el trabajo de Thorburn.²⁹ Como ejemplo de su aplicación, tome el caso

de una cimentación de 2.5 m de ancho sobre arena seca a una profundidad de 1.2 m bajo el nivel del terreno. El valor promedio N medido en las perforaciones sobre una profundidad de 2.5 m (ancho de la cimentación) bajo el nivel de la cimentación fue de 17. La presión promedio efectiva de sobrecarga sobre esta profundidad es 32.7 kN/m^2 .

La figura 2.20 da un factor de corrección de la curva Thornburn de 2.2. Así, el valor N que se utilizará en la figura 2.19 es $2.2 \times 17 = 37$. Se debe notar que las curvas Thornburn se basaron en arenas sobre el nivel freático y que se han adaptado en la figura 2.20 para dar una correlación con presión de sobrecarga (*overburden*) asumiendo que la arena sobre el nivel freático tiene una densidad de 2.0 Mg/m^3 . Se debe hacer referencia a un trabajo de Thornburn para la explicación de la base de sus curvas. Algunos ingenieros no aceptan que sea necesario reducir a la mitad las presiones de carga si el nivel freático está cerca del nivel de cimentación. Consideran que los resultados de las pruebas permiten por sí

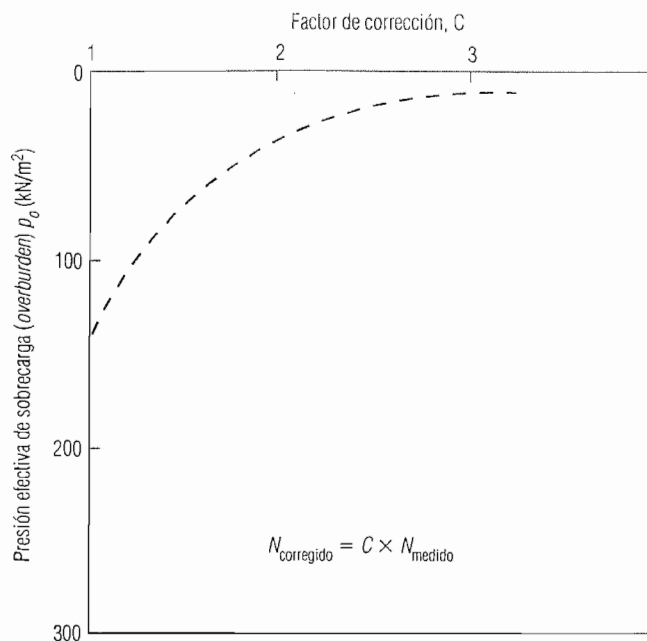


Figura 2.20. Factores de corrección para la prueba de penetración estándar. (NOTA: La curva de Thornburn es una adaptación de las curvas en su escrito^{2,9}.)

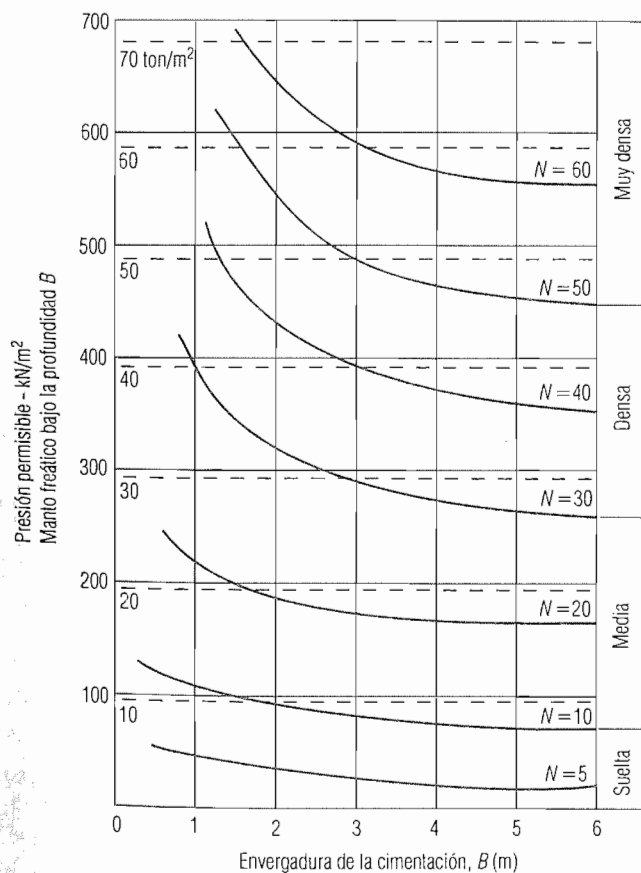


Figura 2.19. Tabla para estimar la presión de carga permisible para las cimentaciones en arena, con base en los resultados de las pruebas estándar de penetración (Terzaghi y Peck^{2,9}). Los valores N se muestran en golpes por 300 mm.

solos una reducción en la presión de carga. Ciertamente, algunos valores N , cuando se trazan con profundidad, muestran una reducción como del 15 % cuando pasan de una arena seca o húmeda a una arena saturada. Sin embargo, no hay evidencia conclusiva que sugiera que es seguro rechazar el procedimiento establecido de fraccionar a la mitad la presión de carga para cimentaciones en o bajo el nivel del manto freático. Para una discusión detallada de los factores que influyen los valores N véase Burland y Burbridge.^{2,10}

Se debe aplicar una corrección más en el caso de arenas sumamente finas o limosas cuando la baja permeabilidad de estos suelos pueda afectar la resistencia a la penetración del instrumento de muestreo, dando valores más bajos que los que se obtendrían con un suelo más permeable de la misma densidad. Esto ocurrirá, con mayores probabilidades, cuando la proporción de vacío esté sobre un valor crítico establecido por Terzaghi, que ocurrirá cuando el valor N de arenas muy finas o limosas sea aproximadamente de 15. Para proporciones de vacío bajo el valor crítico, por ejemplo, para valores de N mayores de 15, el caso es a la inversa. Terzaghi y Peck establecen una regla: cuando el número de golpes (N) para una arena fina o limosa es mayor que 15, se debe asumir que la densidad del suelo es igual a aquella de una arena con un valor N de $15 + 1/2 (N - 15)$.

Las pruebas de penetración estándar, como se describen en la sección 1.4.4, se realizan generalmente a intervalos de 0.75 m en las perforaciones. Se asume una profundidad y un ancho (B) aproximados de la cimentación, y el valor promedio de N se toma sobre una profundidad bajo el nivel de la cimentación igual a B . Si varias perforaciones muestran diferentes valores promedio de N , se debe tomar el valor promedio más bajo para estimar el valor de ϕ o para determinar presiones de carga permisibles con base en los asentamientos. Terzaghi y Peck no se refieren a la prueba y a su calibración con compresibilidad como algo más que aproximado y disponible.

La prueba de penetración dinámica de cono continua (sección 1.4.4) tiene un procedimiento similar al utilizado en la prueba de penetración estándar. La figura 2.19 se puede utilizar directamente si la prueba dinámica da los mismos valores de N que la prueba de penetración estándar. Si dan diferentes valores de N , las dos pruebas tendrán que ser calibradas, y se tendrá que desarrollar una tabla de conversión para convertir los valores de cono dinámico a valores N en la prueba de penetración estándar. Se deben realizar correcciones a los valores de cono dinámico para permitir la presión de la sobrecarga (*overburden*) o para arenas finas o limosas, de la misma forma que en las pruebas de penetración estándar.

La prueba de penetración estática de cono (sección 1.4.4), en la que el cono se fija al suelo sin la necesidad de perforar, da un registro mucho más preciso y detallado de la variación en el suelo. Meyerhof^{2,11} sugirió fórmulas simplificadas para determinar la presión de carga permisible, para asegurar que no se exceda un asentamiento de 25 mm. Sus fórmulas se basan en las curvas de Terzaghi y Peck y se aplican a cimentaciones con base en zapatas corridas o aisladas de dimensiones definitivamente pequeñas sobre arenas *secas* de la siguiente forma. Para cimentaciones cuadradas o basadas en zapatas de 1.2 m de ancho o menos, la presión de carga permisible se obtiene por:

$$q_a = 3.6C_{kd} \text{ kN/m}^2 \approx \frac{C_{kd}}{30} \text{ kg/cm}^2 \quad (2.26)$$

donde C_{kd} = a la resistencia del cono en kg/cm^2 . Para cimentaciones cuadradas o con base en zapatas de más de 1.2 m de ancho, la presión de carga permisible se obtiene por:

$$q_a = 2.1C_{kd} \left(1 + \frac{1}{B}\right) \text{ kN/m}^2 \approx \frac{C_{kd}}{50} \left(1 + \frac{1}{B}\right) \text{ kg/cm}^2 \quad (2.27)$$

Una fórmula aproximada que cubre todas las cimentaciones, sin importar su ancho es:

$$q_a = 2.7C_{kd} \text{ kN/m}^2 \approx \frac{C_{kd}}{40} \text{ kg/cm}^2 \quad (2.28)$$

Se debe notar que estas fórmulas se basan en la regla aproximada de que el valor N es un cuarto de la resistencia del cono estático (en kg/cm^2). Sin embargo, esta relación puede variar según el tipo de suelo (véase figura 1.13).

Los valores de q_a calculados con las fórmulas 2.26 a 2.28 se deben reducir a la mitad si la arena de la zona de esfuerzo está sumergida. Meyerhof sugiere que las presiones de carga permisibles obtenidas mediante estas fórmulas se pueden duplicar para cimentaciones basadas en losa o en pilas, en forma similar a la propuesta por Terzaghi y Peck para presiones de carga permisibles calculadas a partir de los valores N en la prueba de penetración estándar.

El procedimiento recomendado por el autor cuando los resultados de la prueba de cono estático están disponibles, es el de utilizar las fórmulas de Meyerhof 2.26 a 2.28 para obtener una guía aproximada para la presión de carga permisible, así como las dimensiones de cimentaciones para condiciones de carga dadas, y después utilizar los valores de resistencia de cono en el método de Schmertmann (sección 2.6.5) para calcular los asentamientos para la presión de carga permisible asumida. Si los asentamientos calculados son excesivos, entonces las presiones de carga permisibles se deben reducir, o las cimentaciones llevadas más profundamente a suelos menos compresibles.

Las pruebas de carga de placa se pueden utilizar para determinar la capacidad de carga final de suelos no cohesivos para placas de varias dimensiones. La capacidad de carga final obtenida en esta forma se utiliza directamente si el tamaño de la placa es aproximadamente igual al ancho de la cimentación propuesta. Sólo se necesita dividir la capacidad de carga final entre un factor de seguridad arbitrario para obtener la presión de carga permisible; o, si el criterio es el asentamiento, adoptar una presión de carga permisible con la que no se exceda el asentamiento permisible, utilizando la relación carga-asentamiento obtenida a partir de la prueba de carga. Más adelante se discuten los métodos de extrapolación de pruebas de carga de placa pequeña para cimentaciones anchas (véase sección 2.6.5). En estos casos, el asentamiento permisible regirá las presiones de carga permisibles.

Las pruebas de carga de la placa son más adecuadas para investigar rocas débilmente unidas o suelos que contienen

mucho grava o predregones en los que las pruebas de penetración *in situ* no se pueden realizar.

La descripción anterior de los métodos para calcular las presiones de carga permisibles en suelos arenosos no son aplicables para carga vibratoria. Como se explica en la sección 3.3, pueden ocurrir asentamientos de fuerte consolidación y la pérdida de la capacidad de carga si la frecuencia de la maquinaria vibratoria está en estado de resonancia con las cimentaciones y el suelo que se encuentra bajo éstas. Por lo tanto, se deben utilizar valores bajos de presión de carga, y las cimentaciones se deben diseñar para absorber las vibraciones.

2.5. FACTORES DE SEGURIDAD

En las páginas anteriores se ha hecho referencia al procedimiento de dividir la capacidad de carga final del suelo entre un factor de seguridad para obtener la capacidad de carga segura. Los factores de seguridad son una protección contra:

- a) variaciones naturales en la fuerza cortante del suelo;
- b) incertidumbre en la seguridad o confiabilidad de métodos teóricos o empíricos para calcular capacidades de carga;
- c) deterioro menor local en la capacidad de carga del suelo durante o subsiguiente a la construcción.
- d) asentamiento excesivo causado por el aflojamiento del suelo cuando la cimentación está llegando a una falla por deslizamiento.

De estos puntos, la variación en las condiciones del suelo es la principal razón para requerir de un factor de seguridad adecuado. Se necesita un alto grado de juicio por parte del ingeniero en cimentaciones para seleccionar valores de diseño de fuerza cortante del suelo en lugares donde los resultados de las pruebas son ampliamente dispersos. No se pueden establecer reglas generales como referencia, pero se proporcionan ejemplos de diseño de cimentaciones en futuros capítulos de este libro. Generalmente se utiliza un factor de seguridad de 2.5 a 3 para cubrir las variaciones o incertidumbres anteriormente enlistadas. Sólo se debe adoptar un valor de 2 en lugares en que existen condiciones de suelos muy uniformes, y donde los asentamientos totales y diferenciales no son un factor crítico en el diseño. Factores de seguridad menores a 1.5-2 se utilizan en el diseño de trabajos temporales, como armazones que

sostienen una planta de construcción o para cálculos de la presión de carga permisible para trabajos de suelos donde los efectos del asentamiento no van en detrimento de trabajos temporales o de propiedades adyacentes.

Se debe notar que los factores de seguridad utilizados en los cálculos para determinar las presiones de carga seguras, normalmente no intentan cubrir incrementos accidentales en la carga estructural. Estas contingencias se deben considerar cuando se calcule la sobrecarga de las cimentaciones. Al calcular la estabilidad contra la fuerza cortante, es común permitir para la máxima intensidad de carga todas las causas, incluyendo la carga del viento, excepto cuando la presión de carga debida al viento es menor al 25 % de aquella debida a cargas vivas y muertas.

Si la presión de carga debida al viento es mayor al 25 %, las cimentaciones se pueden proporcionar para que las presiones de carga de cargas muertas, vivas y del viento combinados, no excedan la presión de carga permisible por más del 25 %.

2.6. ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES

2.6.1. Asentamientos totales y diferenciales

El asentamiento causado por la consolidación del suelo que sostiene la cimentación es usualmente la consideración más importante para determinar las presiones de carga permisibles. A pesar de que el hundimiento de las cimentaciones como resultado de la fuerza de falla del suelo se ha protegido contra un factor de seguridad arbitrario en la capacidad de carga final calculada, aún es necesario investigar la veracidad de los asentamientos antes de fijar las presiones de carga permisibles. En las siguientes páginas se proporcionan consideraciones sobre las causas del asentamiento, los efectos en la estructura de movimientos totales y diferenciales, los métodos para estimar el asentamiento y el diseño de cimentaciones para eliminar el asentamiento o para minimizar sus efectos.

El asentamiento de una cimentación estructural consiste en dos partes. El asentamiento "inmediato" (p_i) ocurre durante la aplicación de la carga como resultado de la deformación elástica del suelo sin cambio alguno en el contenido de agua. El asentamiento "por consolidación" (p_c) ocurre como resultado de la reducción del volumen del suelo causada por la extracción de una parte del agua de los poros

del suelo. El asentamiento "final" (p_f) es la suma de p_i y p_c . Si se requiere una excavación profunda para alcanzar el nivel de la cimentación, se dilatará el suelo como resultado de la remoción de la presión de la sobrecarga (*overburden*). La magnitud de la dilatación depende de la profundidad de la sobrecarga (*overburden*) removida y del tiempo que las cimentaciones permanezcan sin carga. La figura 2.21 muestra un diagrama que ilustra las diversas etapas de la dilatación y del asentamiento.

En el caso de cimentaciones en arenas semidensas a densas y gravas, los asentamientos "inmediatos" y "por consolidación" son de un orden relativamente pequeño. Una alta proporción del asentamiento total está casi completa en el momento en que toda la carga llega a las cimentaciones. De manera similar, una alta proporción del asentamiento de cimentaciones en arenas sueltas tiene lugar cuando se aplica la carga: en todas partes los asentamientos sobre arcillas compresibles son en parte inmediatos y en parte movimientos a largo plazo. Esto último cuenta para la mayor proporción del movimiento y puede ocurrir durante un largo periodo de años.

El asentamiento de cimentaciones no está necesariamente confinado a estructuras muy grandes y pesadas. En arcillas y limos suaves y compresibles, puede ocurrir un asentamiento apreciable bajo cargas ligeras. Se localizaron asentamientos y fracturas en viviendas de dos pisos cimentadas sobre arcilla limosa suave en Escocia. Las viviendas eran de block de concreto precolado y la carga de la cimentación era probablemente no mayor de 3.2 kN/m por muro. En menos de tres años a partir de su construcción, el asentamiento y agrietamiento de los bloques de las casas fue tan severo que muchas de ellas tuvieron que ser evacuadas. Un bloque mostraba un movimiento relativo de 100 mm a lo largo del muro.

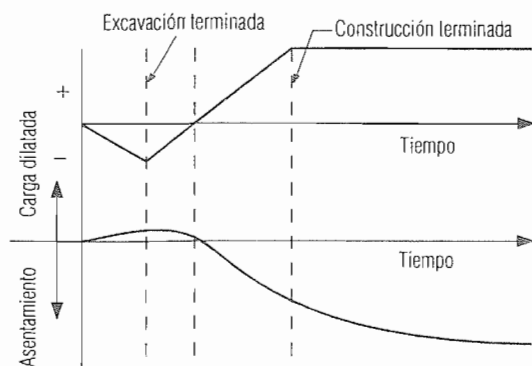


Figura 2.21. Relación tiempo de asentamiento-carga, para una estructura.

El asentamiento diferencial o relativo entre una parte de una estructura y otra es de mayor significación para la estabilidad de la superestructura que la magnitud del asentamiento total. Esto último es significativo únicamente en relación con trabajos de conjuntos habitacionales. Por ejemplo, un muro de contención hacia un río puede ser construido a un nivel de cresta a una altura prescrita sobre el nivel máximo de inundación. El asentamiento excesivo del muro durante un largo periodo de años puede ocasionar que el agua sobrepase el muro en periodos de crecida.

Si el total del área de la cimentación de una estructura se establece a la misma extensión, no existirá un efecto nocivo en la superestructura. Sin embargo, si existe un movimiento relativo entre las diversas partes de la cimentación, los esfuerzos se establecen en la estructura. Pueden llegar a ocurrir agrietamientos serios y aun el colapso en la estructura si los movimientos diferenciales son excesivos.

El asentamiento diferencial entre las partes de una estructura puede ocurrir como resultado de:

a) *Variaciones en el estrato*. Una parte de la estructura se puede cimentar sobre un suelo compresible y la otra parte sobre material no-compresible. Estas variaciones son comunes, particularmente en depósitos glaciales, en donde los cristales de arcilla pueden encontrarse en material predominantemente arenoso, o viceversa. En áreas de superficie con lecho de roca irregular, partes de la estructura se pueden cimentar sobre roca superficial y otras sobre suelo o roca erosionada compresible. Los depósitos de arenas o gravas ocasionados por el agua o el viento pueden variar enormemente en densidad tanto vertical como horizontalmente.

b) *Variaciones en la carga de la cimentación*. Por ejemplo, en un edificio consistente en una torre central alta con alas proyectadas bajas, se espera un asentamiento diferencial entre la torre y las alas, a menos que se utilicen métodos especiales de diseño de cimentaciones para prevenirlo. En forma similar, una fábrica podría tener una superestructura ligera rodeada de maquinaria muy pesada.

c) *Grandes áreas cargadas sobre cimentaciones de losa muy flexibles*. El asentamiento de cimentaciones de losas alargadas flexibles, o de grandes áreas de carga que comprimen las cimentaciones independientes de cierto número de columnas, cuando se construyen directamente sobre un suelo compresible, toman la forma característica de un tazón, con el máximo asentamiento en el centro del área y el mínimo en las orillas. El asentamiento diferencial máximo es usualmente la mitad del asentamiento total.

Sin embargo, en el caso de una estructura consistente en un gran número de columnas igualmente cargadas y espaciadas, a pesar de que el máximo asentamiento diferencial entre el centro y las orillas puede ser grande, el asentamiento relativo entre las columnas puede ser sólo una fracción del máximo. Un ejemplo de la forma de un asentamiento de un área grande de carga se muestra en la figura 2.22a. Cuando el área grande de carga se cimenta sobre un estrato relativamente no-compresible (por ejemplo, grava densa) sobre un suelo compresible (figura 2.22b), el asentamiento de la estructura ocurrirá debido a la consolidación de la última capa, pero no tomará la forma de tazón. El efecto de la capa densa, si ésta es lo suficientemente gruesa, será el de formar una losa flexible rígida que eliminará enormemente el asentamiento diferencial.

d) *Diferencias en el tiempo de construcción de las partes adyacentes de una estructura.* Este problema ocurre cuando algunas ampliaciones de una estructura se construyen muchos años después de haber construido la estructura original. Los asentamientos de consolidación a largo plazo pueden estar virtualmente completos en la primera estructura, pero la nueva estructura (si es con la misma carga de cimentación que la primera) eventualmente se asentará de igual forma. Se requieren previsiones especiales en forma de juntas verticales para prevenir la distorsión y el agrietamiento entre la vieja y la nueva estructura.

e) *Variación en las condiciones del lugar.* Una parte del área de un edificio se puede ocupar por una estructura pesada que se haya demolido; o en un lugar irregular, pudo haber sido necesario remover gran parte del espesor de la sobrecarga (*overburden*) para formar un nivel. Estas variaciones causan diferentes condiciones de esfuerzos antes y después de la carga, con un consecuente asentamiento diferencial o dilatación.

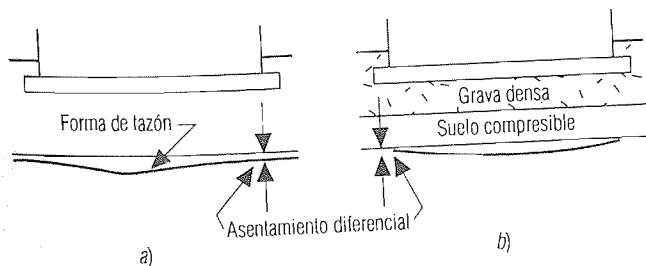


Figura 2.22. Forma del asentamiento de grandes áreas flexibles de carga. a) Losa sobre suelo compresible uniforme. b) Losa sobre un estrato incompresible denso sobre un estrato de suelo compresible.

2.6.2. La deformación de las estructuras y de las cimentaciones que la soportan

En una revisión completa del comportamiento de las estructuras y de sus cimentaciones, Burland, Broms y De Mello^{2,12} establecieron que se debe satisfacer cierto criterio básico cuando se consideren los movimientos límites de una estructura. Éstos son:

- a) apariencia visual
- b) servicio o función
- c) estabilidad

Para discutir este criterio relativo a los movimientos límites, es necesario definir los asentamientos y distorsiones de acuerdo con la nomenclatura aceptada y mostrada en la figura 2.23.

Considerando primero, la apariencia visual, se nota una inclinación o rotación mayor a 1 en 250 en edificios. Una rotación local de miembros horizontales que exceda 1 en 100, o una proporción de deflexión mayor a 1 en 250 es probable que sea claramente visible. El agrietamiento de muros de carga o de revestimientos metálicos va en detrimento de la

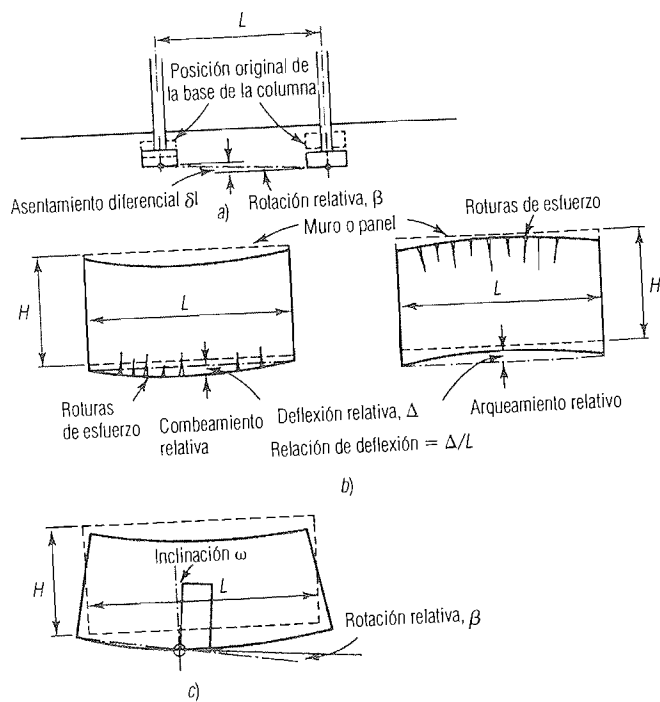


Figura 2.23. Definiciones del asentamiento diferencial y de distorsión para estructuras de muros de carga y enmarcados (tomado de Burland y Wroth^{2,17}).

aparición visual. Las fracturas de más de 3 a 5 mm a nivel de los ojos son desagradables y requieren de un tratamiento inmediato.

El agrietamiento de las estructuras afecta su **tiempo de servicio** o **función**, resultando una pérdida de su resistencia al medio ambiente y al fuego, y de sus valores térmicos y de aislamiento del ruido. El asentamiento total puede ser crítico para su tiempo de servicio en relación con las conexiones a drenajes externos u otras tuberías, mientras que las deformaciones pueden afectar el funcionamiento adecuado de las instalaciones tales como grúas y maquinaria de precisión.

Las deflexiones y rotaciones relativas pueden ser críticas para la **estabilidad** de las estructuras, ya que pueden causar esfuerzos excesivos de curvatura en las partes. La inclinación excesiva puede llevar a un colapso completo de la estructura.

El grado de daño causado por un asentamiento depende, en alguna forma, de la secuencia y tiempo de las operaciones de construcción. Por ejemplo, en el caso de un edificio alto cimentado profundamente en arcilla, la base de la excavación inicialmente se alzaría en forma convexa. Al erigir la superestructura, piso por piso, el suelo de la cimentación se consolidará y eventualmente se deformará hacia una forma cóncava (de tazón), resultando una reversión o curvatura completa de la base y de los primeros pisos. El marco estructural de edificios de muchos pisos de vivienda u oficinas, representa la mayor proporción de la carga muerta total. Así, la mayor proporción de asentamiento del edificio habrá ocurrido cuando se termine el marco. Los acabados construidos posteriormente sufrirán mucho menos distorsión de la que sufrió el marco estructural. Por otro lado, el contenido de un silo de granos puede pesar mucho más que la estructura cuando la mayor proporción del asentamiento no ocurre hasta que los compartimientos se llenan por primera vez.

Se ha establecido un criterio empírico para limitar los movimientos de estructuras con el fin de prevenir o minimizar el agrietamiento y otras formas de daño estructural. Este criterio se muestra en la tabla 2.2.

En ella se notará que el factor crítico para edificios con marco y muros de carga reforzados es la rotación relativa (o distorsión angular) donde la proporción de deflexión es el criterio para muros de carga no reforzados que fallen por hundimiento o arqueado como lo muestra la figura 2.23. Respecto a esto la proporción entre la altura y lo largo del muro es significativa, mientras más larga sea la proporción L/H , más alto será el valor límite de Δ/L . También se verá que el agrietamiento

por arqueado ocurre en proporción de deflexión de un medio de aquellos que son críticos para movimientos de hundimiento.

La Building Research Establishment (Investigación de Asentamiento en Construcción) ha clasificado el grado de agrietamiento que se puede considerar aceptable o que requiere varias formas de trabajo de reparación como lo muestra la tabla 2.3. Los dueños de edificios y sus consejeros técnicos han criticado esta tabla en el sentido de que menosprecia la seriedad del daño. El principal factor a considerar cuando se evalúa el daño es el riesgo de incremento del ancho de las cuarteaduras a futuro. Por ejemplo, una cuarteadura de 5 mm de ancho puede ser clasificada razonablemente como ligera si no existe riesgo de un aumento futuro en el ancho.

Es posible examinar los efectos de la distorsión en los componentes individuales de las estructuras considerando el concepto de un esfuerzo límite de tensión (Σ_{lim}) que puede soportar un material del componente antes de que ocurra la cuarteadura. Burland y Wroth^{2,17} definieron la proporción de deflexión (Δ/L) en términos del esfuerzo máximo en una viga con carga al centro de grosor uniforme, sus ecuaciones fueron posteriormente modificadas como sigue: para la máxima tensión de fibra,

$$\frac{\Delta}{L} = \sum_{b\text{ máx}} \frac{L}{12y} \left[1 + \frac{18}{L^2} \cdot \frac{I}{H} \cdot \frac{E}{G} \right] \quad (2.29)$$

para la máxima tensión diagonal,

$$\frac{\Delta}{L} = \sum_{d\text{ máx}} \left[1 + \frac{L^2}{18} \cdot \frac{H}{I} \cdot \frac{G}{E} \right] \quad (2.30)$$

donde

y = profundidad del eje neutro,

I = momento de inercia,

G = módulo de corte,

E = módulo Young.

Cuando $\Sigma_{máx} = \Sigma_{lim}$, las ecuaciones 2.29 y 2.30 definen los valores límite de Δ/L para el agrietamiento de vigas sencillas en flexión y cortante.

Las relaciones de Δ/L , Σ_{lim} y L/H para vigas rectangulares sencillas de varias proporciones E/G se muestran en la figura 2.24. Estas curvas indican que aun para vigas sencillas, las proporciones límite de flexión que producen agrietamiento pueden variar en límites muy amplios dependiendo de su rigidez. A partir de una investigación de casos de cuarteamiento

Tabla 2.2. Valores límites de distorsión y deflexión de las estructuras.

Tipo de estructura	Tipo de daño	Valores límites			
		Valores de rotación relativa (distorsión angular)			
		Skempton y McDonald ^{2,13}	Meyerhof ^{2,14}	Polshin y Tokar ^{2,15}	Bjerrum ^{2,16}
Edificios armados y muros de carga reforzados	Daño estructural	1/150	1/250	1/200	1/150
	Fracturas en los muros y las divisiones	1/300 (aunque se recomienda 1/500)	1/500	1/500 (0.7/1000 a 1/1000 para el vano final)	1/500
Valores de la proporción de la deflexión δ/l					
		Meyerhof ^{2,14}	Polshin y Tokar ^{2,15}	Burland y Wroth ^{2,17}	
Muros de carga no reforzados	Fractura por desplome	0.4×10^{-3}	$L/H = 3:03$ para 0.4×10^{-3}	En $L/H = 1:0.4 \times 10^{-3}$ En $L/H = 5:0.8 \times 10^{-3}$	
	Fractura por arqueado	—	—	En $L/H = 1:0.2 \times 10^{-3}$ En $L/H = 5:0.4 \times 10^{-3}$	

NOTA: Los valores límites para los edificios armados son para miembros estructurales con las dimensiones promedio. Los valores deben ser mucho menores para las vigas o columnas rígidas y excepcionalmente largas, para las cuales los valores límites de una distorsión angular se deben obtener con un análisis estructural.

Tabla 2.3. Clasificación de daño visible en los muros con una referencia particular a la facilidad de reparación de yeso y enladrillado o mampostería (tomado de Tomlinson, Driscoll y Burland^{2,18}).

<i>Categoría del daño</i>	<i>Grado del daño</i>	<i>Descripción del daño típico ¹ (Está subrayado si es fácil de reparar)</i>	<i>Ancho aproximado de la grieta² mm</i>
		Las grietas muy finas de menos de 0.1 mm de ancho están clasificadas como insignificantes	≥0.1
1	Muy ligero	<i>Grietas finas que se pueden fácilmente tratar durante una decoración normal.</i> Tal vez fracturas ligeras y aisladas en un edificio. Las grietas son raramente visibles en un enladrillado externo	≥0.1
2	Ligero	<i>Grietas fácilmente rellenadas. Probablemente se requiera redecoración. Las grietas recurrentes se pueden disimular con encanchados apropiados.</i> Las grietas no necesariamente son externamente visibles; <i>algún reseñalamiento externo se puede necesitar para asegurar mayor durabilidad.</i> Las puertas y las ventanas se deben apoyar ligeramente	≥5.0
3	Moderado	<i>Las grietas requieren de alguna apertura y se pueden reparar por un albañil. Un reseñalamiento del enladrillado externo y posiblemente una pequeña cantidad de enladrillado se deben reemplazar.</i> Las puertas y las ventanas se deben pegar. Los tubos de servicio se pueden fracturar	5 a 15 (o un número de grietas ≥3.0)
4	Severo	<i>Trabajo intenso de reparación que implica el rompimiento y el reemplazamiento de secciones de los muros, especialmente sobre puertas y ventanas.</i> Marcos deformados de ventanas y puertas, suelo notablemente inclinado. ³ Inclínación de los muros ³ o un pandeo notable, alguna pérdida de carga en las vigas. Tubos de servicio rotos	15 a 25 aunque también depende del número de grietas
5	Muy severo	<i>Éste requiere de un trabajo mayor de reparación que implique una reconstrucción completa o parcial.</i> Las vigas pierden capacidad de esfuerzo, los muros se inclinan peligrosamente y requieren de un apuntalamiento. Las ventanas se rompen con la distorsión. Peligro de inestabilidad	Usualmente >25 aunque depende del número de grietas

¹ Se debe enfatizar que para valorar el grado del daño, se tomará en cuenta su ubicación en el edificio o la estructura, y también la función del edificio o de la estructura.

² El ancho de una grieta es un factor en la valoración del grado del daño y no se debe usar en sí mismo como una medida directa del mismo.

³ Las desviaciones locales de inclinación, desde el horizontal o el vertical, de más de 1/100 normalmente serán claramente visibles. Las desviaciones totales en exceso de 1/150 no son deseables.

de edificios, Burland y Wroth^{2,17} establecieron rangos de Σ_{lim} entre 0.05 y 0.1 % para construcciones de ladrillo y bloque sobre mortero de cemento y entre 0.03 y 0.05 % para concreto reforzado.

2.6.3. Métodos para evitar o acomodar asentamientos diferenciales excesivos

El asentamiento diferencial no se necesita considerar sólo en caso de estructuras cimentadas sobre un lecho de roca relativamente no compresible. Cuando las estructuras están colocadas sobre rocas erosionadas débiles o en suelos, se debe hacer una estimación de los asentamientos totales y diferenciales para decidir si los movimientos pueden ser probablemente por el diseño de la estructura, o si son lo suficientemente importantes para requerir medidas especiales para prevenir o acomodarlos. Un reporte de la Institution of Structural Engineers (Institución de Ingenieros de Estructuras)^{2,19} proporciona la guía general de las investigaciones realizadas en este campo.

No es realista diseñar cimentaciones para prevenir todas las cuarteaduras ocasionadas por los asentamientos diferenciales. En la mayoría de los edificios con acabados interiores de yeso, se pueden observar cuarteaduras en muros y techos ocasionadas por movimientos térmicos y de humedad en la estructura; por lo tanto, se debe aceptar un cierto grado de cuarteamiento debido a asentamientos diferenciales (véase tabla 2.3).

En el caso de estructuras sencillas en suelos compresibles relativamente uniformes, los riesgos de daño debido al asentamiento se pueden valorar con la guía de reglas empíricas basadas en la experiencia. Para cimentaciones en **arenas**, Terzaghi y Peck^{2,8} sugieren que el asentamiento diferencial no debe exceder el 75 % del movimiento máximo, y dado que la mayoría de las estructuras pueden soportar 20 mm de asentamiento entre las columnas adyacentes, se postuló un límite máximo de 25 mm. Para cimentaciones basadas en losa, el

asentamiento límite máximo se incrementó a 50 mm. A partir de un estudio de movimientos de 11 edificios, Skempton y MacDonald^{2,13} concluyeron que para un ángulo límite de distorsión (β) de 1 en 500, el asentamiento diferencial límite máximo es 40 mm para cimentaciones aisladas, y 40-65 mm para cimentaciones con base en losa. Los estudios han mostrado que los edificios sobre arenas rara vez se asientan más de 50 mm, en la mayoría de los casos éste es del orden de 25 mm o menos.^{2,20} Estas reglas no se deben aplicar a arenas que contienen limo o arcilla, los cuales incrementan enormemente su compresibilidad.

Para cimentaciones sobre arcillas, Skempton y MacDonald^{2,13} en forma similar, prescribieron un límite de diseño para asentamiento **diferencial** máximo de 40 mm, con límites de diseño para un asentamiento **total** de 65 mm para cimentaciones aisladas y 65 a 100 mm para losas de cimentación.

Si como resultado de las anteriores reglas empíricas, o de realizar un análisis de asentamientos de la estructura basado en la hipótesis de la completa flexibilidad en las cimentaciones y en la superestructura, se observa que los asentamientos totales y diferenciales exceden los límites de seguridad entonces el ingeniero puede elegir entre evitar el asentamiento o acomodar el movimiento por medio de medidas apropiadas en el diseño estructural.

Si las estructuras, por sí mismas, no tienen la suficiente rigidez para prevenir un movimiento diferencial excesivo con cimentaciones extendidas ordinarias, se debe adoptar uno o la combinación de los siguientes métodos con el fin de reducir los asentamientos totales y diferenciales a una cantidad tolerable.

a) Instalación de una cimentación de losa rígida, ya sea con una placa gruesa o con vigas profundas en dos o tres direcciones.

b) Instalación de sótanos profundos para reducir la presión de carga neta en el suelo;

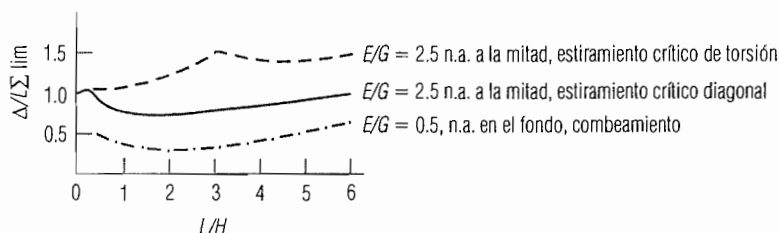


Figura 2.24. Límite de la proporción de deflexión para la fractura del muro de carga o del panel rectangular (tomado de Burland *et al.*^{2,12}).

e) Instalación de carga adicional sobre áreas poco cargadas en forma de enjunque (*kentledge*) o terraplén.

Así como para reducir los asentamientos máximos debidos a la liberación de la presión en la sobrecarga (*overburden*) en la excavación de sótanos profundos, el método *b* es útil

Un punto importante en conexión con las excavaciones de sótanos profundos en suelos de arcilla es que ocurrirá una dilatación en mayor o menor grado al liberarse la presión de sobrecarga. Esto causa un asentamiento adicional al tiempo en que la tierra dilatada se reconsolida durante la aplicación de la carga estructural.

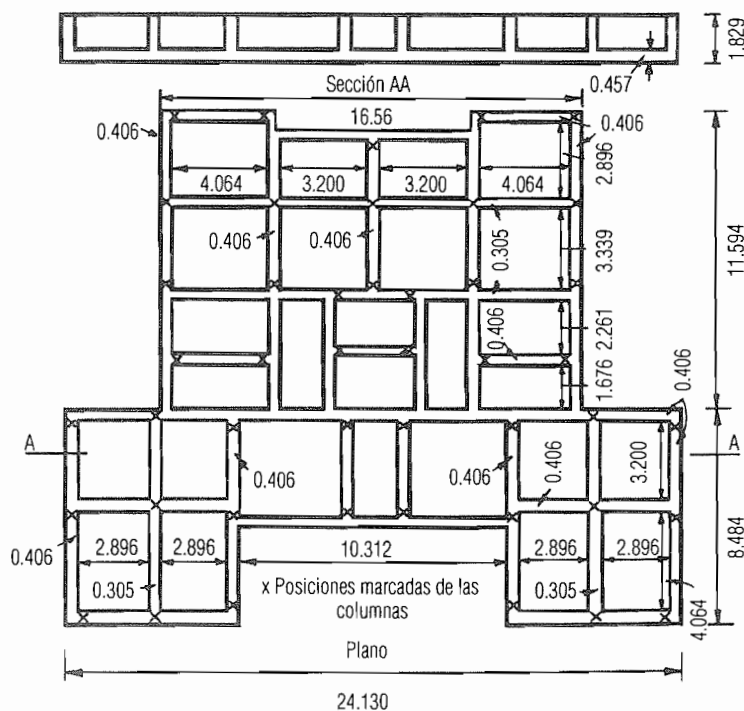


Figura 2.25. Losa rígida y cimentación de losa de viga corrida para disminuir el asentamiento diferencial.

M
luga
dura
ción
plén
ficie
60 m
lo co
que
mov.
de c
corre
(m_v)
Lo
la ac
secci

Asentamiento (mm)	Carga (ton/m ²)
1	1
1	1
20	20

Figura
en la

May^{2.22} observó el levantamiento de un sótano en un lugar de Londres donde la subestructura no cargó nada durante el periodo de observación de cinco años. La excavación de 11 m de profundidad fue llevada a través de terraplén, arena y aluvión de grava arenosa cercanos a la superficie de la arcilla London. Se observó un levantamiento de 60 mm al centro del sótano después de cinco años de haberlo construido. El movimiento aún continuaba y se estimó que el levantamiento final sería de 100 mm incluyendo un movimiento hacia el exterior de 27 mm durante el periodo de construcción del sótano. El levantamiento observado correspondió a un coeficiente de incremento del volumen (m_v) de 0.035 m²/MN.

Los efectos de dicho dilatamiento se eliminan mediante la adopción de sótanos con pilotes, como se comenta en la sección 5.5.

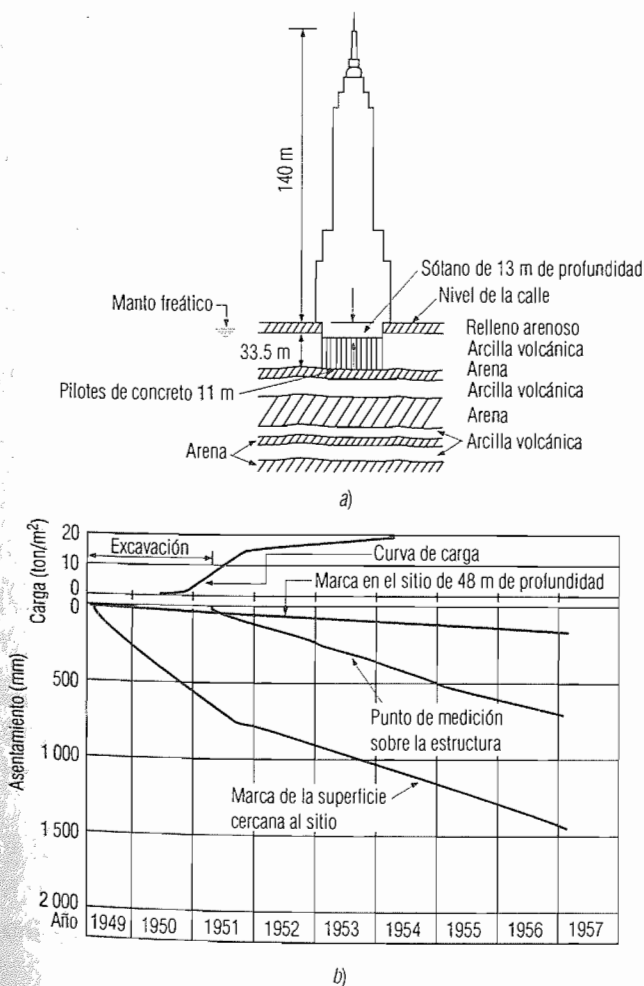


Figura 2.26. Observaciones del asentamiento y arreglo de la cimentación en la Torre Latinoamericana, ciudad de México (tomado de Zeevaert²²¹).

2.6.4. Distribución de la presión bajo las cimentaciones

La primera consideración para calcular la magnitud de los asentamientos es la distribución de la presión bajo el área de carga. Esto depende de la rigidez de la estructura de la cimentación y de la naturaleza del suelo. La variación de la **presión de contacto** bajo una cimentación rígida y suave sobre arcilla (o algún suelo que contenga capas gruesas de arcilla suave) se muestra en la figura 2.27a. Una cimentación similar sobre arena o grava indica una distribución de presión de contacto muy diferente, como en la figura 2.27b, la distribución para tipos de suelo intermedios adopta la forma señalada en la figura 2.27c. Cuando las presiones de carga se incrementan al punto de falla en el suelo, la presión de contacto cambia tendiendo a incrementarse en presión sobre el centro del área de carga en cada uno de los casos anteriores.

Una cimentación completamente flexible, como el piso de placa de acero de un tanque de almacenamiento de aceite, asume la forma característica de tazón al deformarse con la consolidación del suelo que se encuentra debajo. La distribución de la presión de contacto para una cimentación totalmente flexible sobre un suelo de arcilla toma la forma mostrada en la figura 2.27d.

En el cálculo de asentamiento de consolidación, interesa la distribución de la presión para una presión de contacto que tenga un factor de seguridad razonable contra una falla de corte del suelo. Además, no es práctico obtener una rigidez completa en una estructura de cimentación normal. Por consecuencia, la distribución de la presión de contacto es intermedia entre la de cimentaciones rígidas y flexibles; y, para fines prácticos, se le considera satisfactoria para asumir una **distribución uniforme de la presión** bajo el área cargada.

El siguiente paso es considerar la distribución del esfuerzo vertical en **profundidad** bajo el área cargada. En el caso de

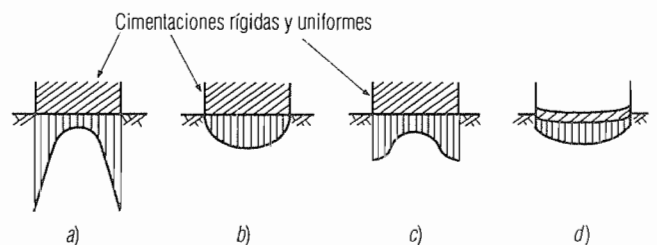


Figura 2.27. Distribución de la presión de contacto bajo las cimentaciones. a) Arcilla. b) Arena y grava. c) Tipo de suelo intermedio. d) Cimentación totalmente flexible sobre la arcilla.

una carga concentrada en la superficie del suelo, el esfuerzo vertical (σ_z) a cualquier punto N bajo la carga, se obtiene con la ecuación de Boussinesq,

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + (r/z)^2} \right]^{3/2} \quad (2.31)$$

donde

Q = carga vertical concentrada

z = distancia vertical entre N y el lado interior de la estructura de la cimentación

r = distancia horizontal entre N y la línea de acción de la carga.

La ecuación de Boussinesq se basa en la teoría de que el material de carga es elástico, homogéneo e isotrópico. Ninguna de estas características es estrictamente propia de los suelos naturales aunque se justifican las teorías para el diseño práctico. La distribución del esfuerzo dado por la ecuación tiene forma de campana, como lo muestra la figura 2.28. Los factores de influencia para calcular σ_z para varias proporciones del diámetro de una cimentación circular y z han sido calculados por Jurgenson^{2.23} y se reproducen en la tabla 2.4.

En el caso de **cimentaciones rígidas**, únicamente el esfuerzo intencional necesita ser determinado para los cálculos de los asentamientos. Los coeficientes para áreas rectangulares que varían desde cimentaciones cuadradas hasta a las de zapatas corridas para varias profundidades bajo el nivel de la cimentación, se muestran en la figura 2.29.

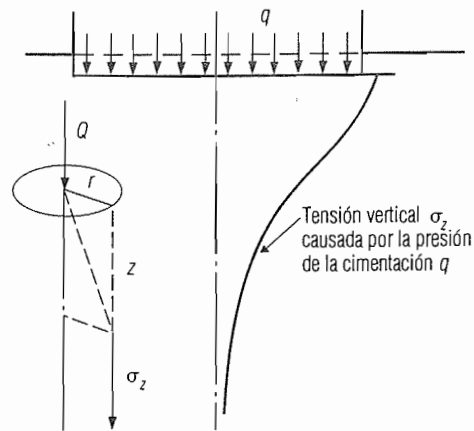


Figura 2.28. Distribución de la tensión vertical bajo el área de carga, calculada por la ecuación de Boussinesq.

En el caso de **cimentaciones rectangulares flexibles** (placas delgadas, losas flexibles o cimentaciones basadas en zapatas aisladas muy cercanas y corridas), el esfuerzo se determina por medio del método Newmark.^{2.24} Los factores para determinar el esfuerzo vertical en una esquina del rectángulo se han tabulado por Newmark (tabla 2.5). Para obtener el esfuerzo vertical al centro del área de carga, ésta se divide en cuatro rectángulos iguales. Por el principio de superposición, el esfuerzo vertical al centro del área de carga es igual a cuatro veces el esfuerzo en cualquier esquina. El procedimiento para obtener la distribución de la presión por medio del método Newmark bajo áreas de carga irregular, ha sido descrito por Terzaghi y Peck.^{2.25}

En el caso de carga inclinada, el área de carga se transforma en un área rectangular equivalente, de dimensiones $B' \times L'$

Tabla 2.4. Factores de influencia para la presión vertical (σ_z) bajo el centro de área circular flexible, cargada uniformemente con un diámetro D .

$\frac{D}{z}$	Factor de influencia	$\frac{D}{z}$	Factor de influencia	$\frac{D}{z}$	Factor de influencia
0.00	0.0000	2.00	0.6465	4.00	0.9106
0.20	0.0148	2.20	0.6956	6.00	0.9684
0.40	0.0571	2.40	0.7376	8.00	0.9857
0.60	0.1213	2.60	0.7733	10.00	0.9925
0.80	0.1966	2.80	0.8036	12.00	0.9956
1.00	0.2845	3.00	0.8293	14.00	0.9972
1.20	0.3695	3.20	0.8511	16.00	0.9981
1.40	0.4502	3.40	0.8697	20.00	0.9990
1.60	0.5239	3.60	0.8855	40.00	0.9999
1.80	0.5893	3.80	0.8990	200.00	1.0000

σ_z = Factor de influencia $\times$ presión de contacto (q)

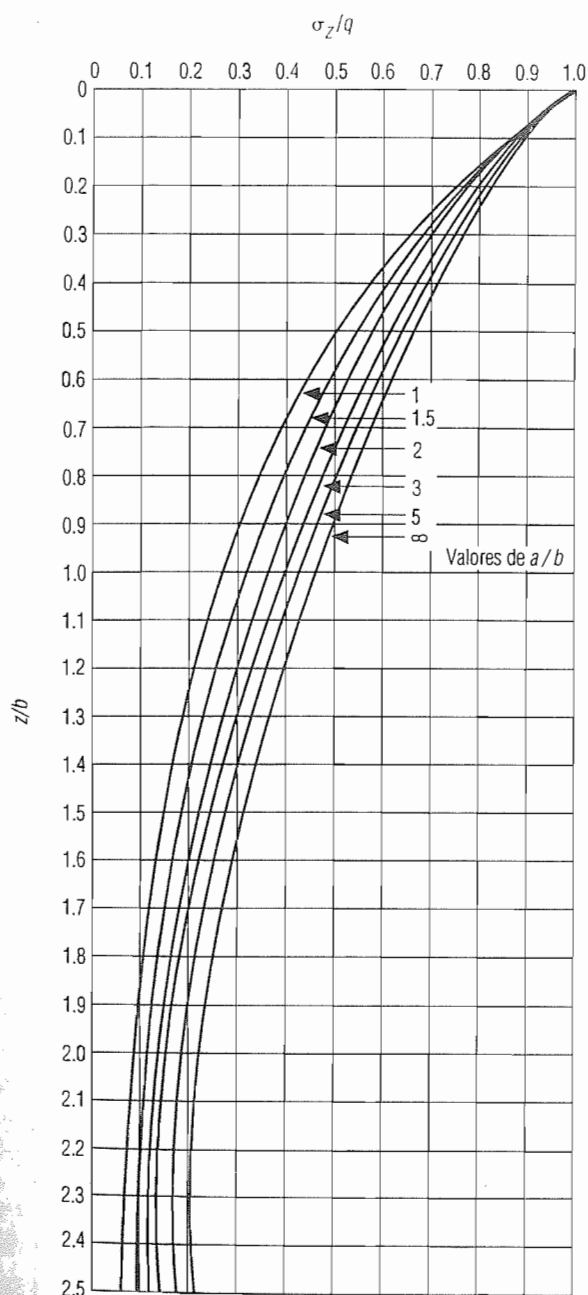


Figura 2.29. Cálculo de la tensión vertical (σ_z) a una profundidad z bajo del área rectangular $a \times b$ sobre la superficie, cargada a la presión uniforme q .

que carga una presión de carga uniforme, utilizando el método mostrado en la figura 2.11.

2.6.5. Estimación de asentamiento de cimentaciones en suelos no cohesivos

Como ya se mencionó, los asentamientos de suelos no cohesivos, tales como arenas, gravas y materiales granulares de

relleno, ocurren casi inmediatamente después que la carga de la cimentación es impuesta sobre ella. Debido a la dificultad para muestrear estos suelos, no existe ningún procedimiento de prueba de laboratorio práctico para determinar sus características de consolidación. A partir de la revisión de los registros de numerosos casos de asentamiento de estructuras de cimientos sobre suelos granulares, Sutherland²²⁰ concluyó que no existe ningún método confiable para extrapolar el asentamiento de una placa estándar al asentamiento de una cimentación real en la misma localización. Consecuentemente, los asentamientos de suelos no cohesivos se estiman mediante métodos semiempíricos basados en los resultados de pruebas de penetración estándar o de cono estático.

Estimación de asentamientos mediante pruebas de penetración estándar

Schultze y Melzer²²⁶ establecieron una relación imperfecta entre los resultados de las pruebas de penetración estándar y los módulos de deformación del suelo. Esta relación se muestra en la figura 2.30 para diferentes valores de la presión efectiva de sobrecarga (p_o) al nivel de la prueba. Los valores del módulo de deformación se utilizan entonces para obtener el asentamiento inmediato como se describe para arcillas en la sección 2.6.6 *d*. La proporción de Poisson se debe tomar como 0.15 para suelos de grano grueso y 0.25 para suelos de grano fino en las ecuaciones 2.40 y 2.41. Los valores de E_d de la figura 2.30 no se deben utilizar para presiones de carga netas mayores de 100 kN/m².

Burland y Burbridge²¹⁰ han establecido, recientemente, otra relación empírica basada en la prueba de penetración estándar en la cual los asentamientos de cimentaciones sobre arenas y gravas se pueden calcular a partir de la ecuación

$$\text{Asentamiento} = \rho = f_s \cdot f_l \cdot f_t \left[(q'_n - \frac{2}{3} \cdot p'_o) \times B^{0.7} \times I_c \right] \text{ en milímetros} \quad (2.32)$$

donde

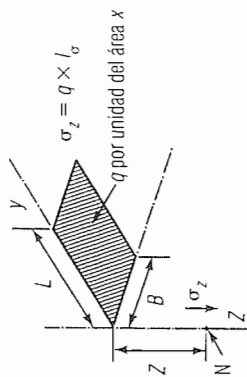
f_s es un factor de forma dado por la ecuación 2.33,
 f_l es un factor de corrección para la profundidad de la capa de arena o grava de la ecuación 2.34,
 f_t es un factor de tiempo de la ecuación 2.35,

Tabla 2.5. Valores de influencia (I_{σ}) para una tensión normal vertical σ_z en el punto N bajo la esquina de un área rectangular uniformemente cargada.

B/z	L/z															
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8		
0.1	0.00470	0.00917	0.01323	0.01678	0.01978	0.02223	0.02420	0.02576	0.02698	0.02794	0.02926	0.03007	0.03058	0.03090		
0.2	0.00917	0.01790	0.02585	0.03280	0.03866	0.04348	0.04735	0.05042	0.05283	0.05471	0.05733	0.05894	0.05994	0.06058		
0.3	0.01323	0.02585	0.03735	0.04742	0.05593	0.06294	0.06858	0.07308	0.07661	0.07938	0.08323	0.08561	0.08709	0.08804		
0.4	0.01678	0.03280	0.04742	0.06024	0.07111	0.08009	0.08734	0.09314	0.09770	0.10129	0.10631	0.10941	0.11135	0.11260		
0.5	0.01978	0.03866	0.05593	0.07111	0.08403	0.09473	0.10340	0.11035	0.11584	0.12018	0.12626	0.13003	0.13241	0.13395		
0.6	0.02223	0.04348	0.06294	0.08009	0.09473	0.10688	0.11679	0.12474	0.13105	0.13605	0.14309	0.14749	0.15028	0.15207		
0.7	0.02420	0.04735	0.06858	0.08734	0.10340	0.11679	0.12772	0.13653	0.14356	0.14914	0.15703	0.16199	0.16515	0.16720		
0.8	0.02576	0.05042	0.07308	0.09314	0.11035	0.12474	0.13653	0.14607	0.15371	0.15978	0.16843	0.17389	0.17739	0.17967		
0.9	0.02698	0.05283	0.07661	0.09770	0.11584	0.13105	0.14356	0.15371	0.16185	0.16835	0.17766	0.18357	0.18737	0.18986		
1.0	0.02794	0.05471	0.07938	0.10129	0.12018	0.13605	0.14914	0.15978	0.16835	0.17522	0.18508	0.19139	0.19546	0.19814		
1.2	0.02926	0.05733	0.08323	0.10631	0.12626	0.14309	0.15703	0.16843	0.17766	0.18508	0.19584	0.20278	0.20731	0.21032		
1.4	0.03007	0.05894	0.08561	0.10941	0.13003	0.14749	0.16199	0.17389	0.18357	0.19139	0.20278	0.21020	0.21510	0.21836		
1.6	0.03058	0.05994	0.08709	0.11135	0.13241	0.15028	0.16515	0.17739	0.18737	0.19546	0.20731	0.21510	0.22025	0.22372		
1.8	0.03090	0.06058	0.08804	0.11260	0.13395	0.15207	0.16720	0.17967	0.18986	0.19814	0.21032	0.21836	0.22372	0.22736		
2.0	0.03111	0.06100	0.08867	0.11342	0.13496	0.15326	0.16856	0.18119	0.19152	0.19994	0.21235	0.22058	0.22610	0.22986		
2.5	0.03138	0.06155	0.08948	0.11450	0.13628	0.15483	0.17036	0.18321	0.19375	0.20236	0.21512	0.22364	0.22940	0.23334		
3.0	0.03150	0.06178	0.08982	0.11495	0.13684	0.15550	0.17113	0.18407	0.19470	0.20341	0.21633	0.22499	0.23088	0.23495		
4.0	0.03158	0.06194	0.09007	0.11527	0.13724	0.15598	0.17168	0.18469	0.19540	0.20417	0.21722	0.22600	0.23200	0.23688		
5.0	0.03160	0.06199	0.09014	0.11537	0.13737	0.15612	0.17185	0.18488	0.19561	0.20440	0.21749	0.22632	0.23236	0.23735		
6.0	0.03161	0.06201	0.09017	0.11541	0.13741	0.15617	0.17191	0.18496	0.19569	0.20449	0.21760	0.22644	0.23249	0.23671		
8.0	0.03162	0.06202	0.09018	0.11543	0.13744	0.15621	0.17195	0.18500	0.19574	0.20455	0.21767	0.22652	0.23258	0.23681		
10.0	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15622	0.17196	0.18502	0.19576	0.20457	0.21769	0.22654	0.23261	0.23684		
∞	0.03162	0.06202	0.09019	0.11544	0.13745	0.15623	0.17197	0.18502	0.19577	0.20458	0.21770	0.22656	0.23263	0.23686		

Tabla 2.5. (Continuación.)

B/z	L/z									
	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	∞	
0.1	0.03111	0.03138	0.03150	0.03158	0.03160	0.03161	0.03162	0.03162	0.03162	
0.2	0.06100	0.06155	0.06178	0.06194	0.06199	0.06201	0.06202	0.06202	0.06202	
0.3	0.08867	0.08948	0.08982	0.09007	0.09014	0.09017	0.09018	0.09019	0.09019	
0.4	0.11342	0.11450	0.11495	0.11527	0.11537	0.11541	0.11543	0.11544	0.11544	
0.5	0.13496	0.13628	0.13684	0.13724	0.13737	0.13741	0.13744	0.13745	0.13745	
0.6	0.15326	0.15483	0.15550	0.15598	0.15612	0.15617	0.15621	0.15622	0.15623	
0.7	0.16856	0.17036	0.17113	0.17168	0.17185	0.17191	0.17195	0.17196	0.17197	
0.8	0.18119	0.18321	0.18407	0.18469	0.18488	0.18496	0.18500	0.18502	0.18502	
0.9	0.19152	0.19375	0.19470	0.19540	0.19561	0.19569	0.19574	0.19576	0.19576	
1.0	0.19994	0.20236	0.20341	0.20417	0.20440	0.20449	0.20455	0.20457	0.20458	
1.2	0.21235	0.21512	0.21613	0.21722	0.21749	0.21760	0.21767	0.21769	0.21770	
1.4	0.22058	0.22364	0.22499	0.22600	0.22632	0.22644	0.22652	0.22654	0.22656	
1.6	0.22610	0.22940	0.23088	0.23200	0.23236	0.23249	0.23258	0.23261	0.23263	
1.8	0.22986	0.23334	0.23495	0.23698	0.23935	0.23671	0.23681	0.23684	0.23686	
2.0	0.23247	0.23614	0.23782	0.23912	0.23954	0.23970	0.23981	0.23985	0.23987	
2.5	0.23614	0.24010	0.24196	0.24344	0.24392	0.24412	0.24425	0.24429	0.24432	
3.0	0.23782	0.24196	0.24394	0.24554	0.24608	0.24630	0.24646	0.24650	0.24654	
4.0	0.23912	0.24344	0.24554	0.24729	0.24791	0.24817	0.24836	0.24842	0.24846	
5.0	0.23954	0.24392	0.24608	0.24791	0.24857	0.24885	0.24907	0.24914	0.24919	
6.0	0.23970	0.24412	0.24630	0.24817	0.24885	0.24916	0.24939	0.24946	0.24952	
8.0	0.23981	0.24425	0.24646	0.24836	0.24907	0.24939	0.24964	0.24973	0.24980	
10.0	0.23985	0.24429	0.24650	0.24842	0.24914	0.24946	0.24973	0.24981	0.24989	
∞	0.23987	0.24432	0.24654	0.24846	0.24919	0.24952	0.24980	0.24989	0.25000	



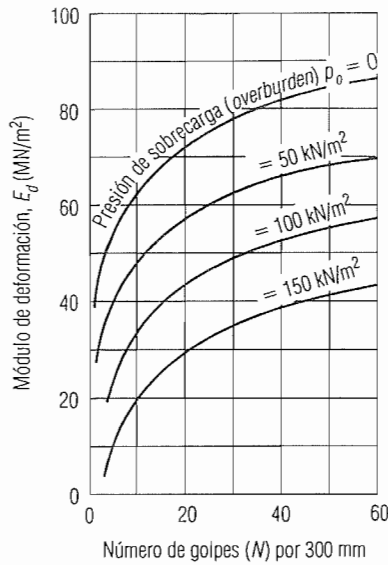


Figura 2.30. Relación del módulo de deformación E_d y resistencia de penetración estándar de un suelo granular para $\sigma > 100 \text{ kN/m}^2$ (tomado de Schultz y Mezler ²²⁶).

q'_n es el promedio neto de la presión aplicada en kN/m^2 ,
 p'_o es la presión previa de sobrecarga efectiva máxima en kN/m^2 ,

B es el ancho de la cimentación en metros,

I_c es un índice de compresibilidad obtenido a partir de la figura 2.31.

Los límites probables de precisión de la ecuación 2.32 se pueden estimar con los límites máximo y mínimo de I_c en la figura 2.31. Sería necesario tomar estos límites en cuenta donde los asentamientos total y diferencial son un factor crítico en el diseño de la cimentación. El término p'_o es introducido por Burland para permitir los efectos de una previa sobre consolidación del suelo o la carga en la base de una excavación para la cual la presión previa máxima de sobrecarga era p'_o . Para cimentaciones poco profundas sobre una arena normalmente consolidada el término dentro de los corchetes en la ecuación 2.32 se convierte en:

$$(q'_n \times B^{0.7} \times I_c)$$

El factor de forma se obtiene con la ecuación

$$f_s = \left(\frac{1.25L/B}{L/B + 0.25} \right)^2 \quad (2.33)$$

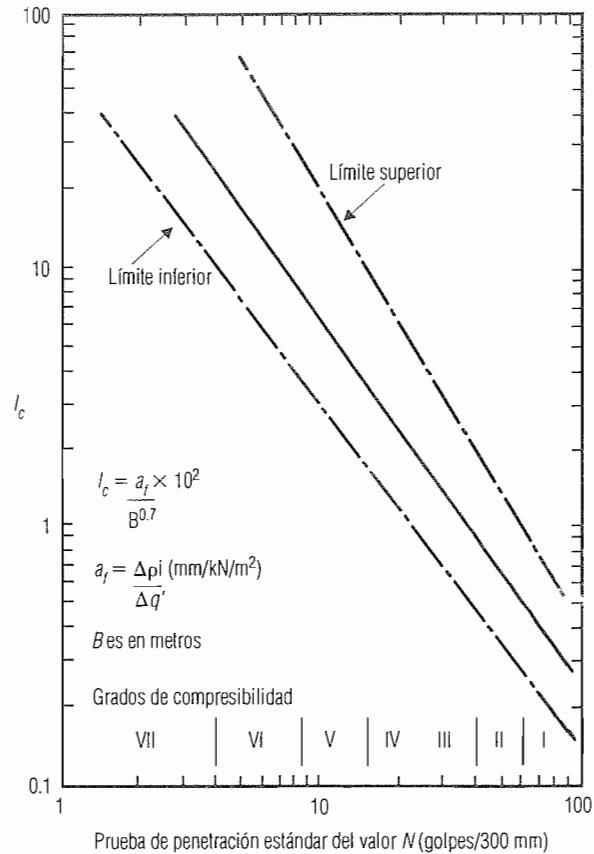


Figura 2.31. Valores del índice de compresibilidad para arenas y gravas (tomado de Burland y Burbridge ²¹⁰).

Donde la influencia de la profundidad de la presión aplicada z_f es mayor a la profundidad de la arena o grava (H), el factor de corrección f_f se obtiene con la ecuación

$$f_f = \frac{\rho_t}{\rho_i} = \frac{H}{z_f} \left(2 - \frac{H}{z_f} \right) \quad (2.34)$$

Los valores de z_f se pueden obtener de la figura 2.32.

Burland reconoce que los asentamientos en arenas y gravas pueden depender del tiempo. Su factor de tiempo se obtiene mediante la ecuación

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \log \frac{t}{3} \right) \quad (2.35)$$

donde

t es mayor o igual a tres años,

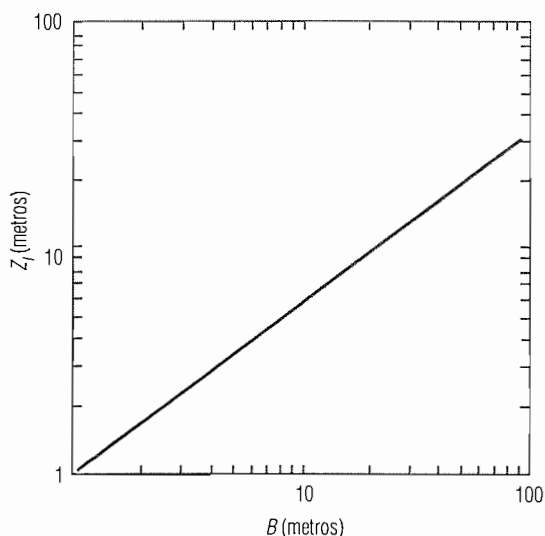


Figura 2.32. Relación entre la envergadura del área de carga y la profundidad de influencia z_f (tomado de Burland y Burbridge^{2.10}).

R es la relación de arrastre expresada como una proporción del asentamiento inmediato (ρ_i) que tiene lugar cada ciclo de tiempo,

R_3 es el asentamiento dependiente del tiempo expresado como una proporción del asentamiento inmediato ρ_i que ocurre durante los tres primeros años después de la construcción.

Burland da valores conservadores de R y R_3 como 0.2 y 0.3 respectivamente para carga estática y 0.8 y 0.7 respectivamente, para cargas fluctuantes.

Es importante hacer notar que no se realizan correcciones a los valores N para permitir la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*). Sin embargo, la corrección de Terzaghi y Peck para arena fina o saturada donde los valores N son mayores a 15, se debe aplicar. En gravas o arenas gravosas, los valores N se deben incrementar por un factor de 1.25. Cuando se disponga de los resultados de las pruebas de cono estático, éstos pueden ser convertidos a valores N con referencia a la figura 1.13.

Estimación de asentamientos con pruebas de penetración de cono estático

La ecuación Schmertmann^{2.27} para calcular el asentamiento de cimentaciones sobre suelos no cohesivos es

$$\rho = C_1 C_2 \Delta_p \sum_{z=0}^{2B} \frac{I_z}{E_d} \Delta z \quad (2.36)$$

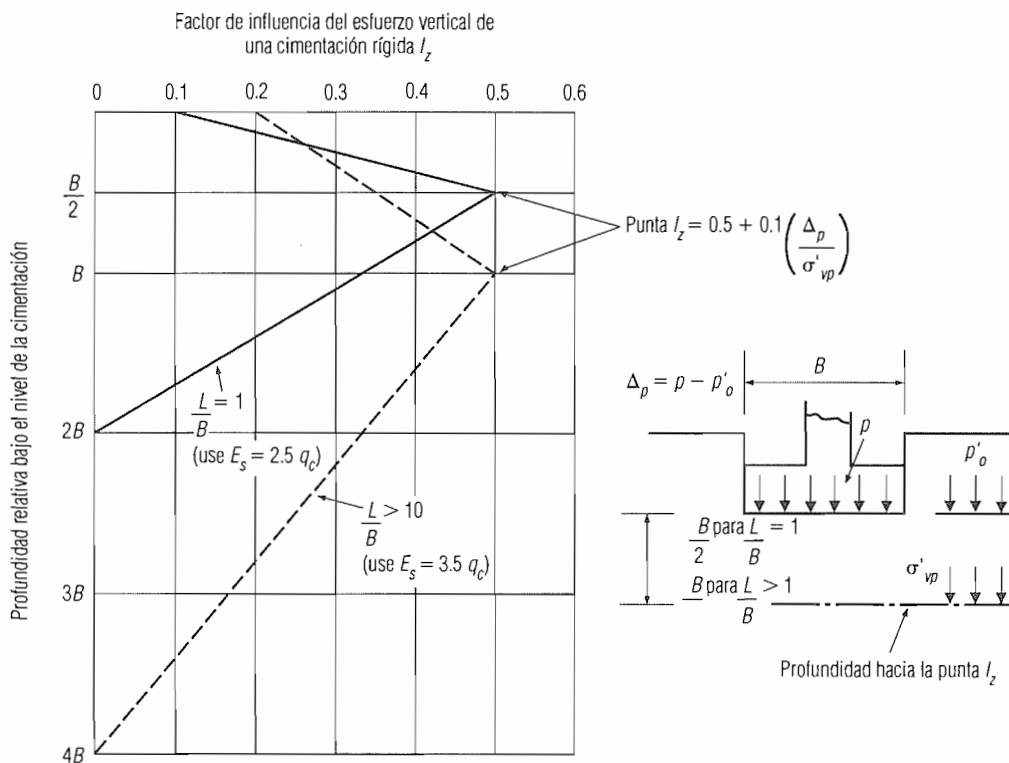


Figura 2.33. Diagramas del factor de influencia de los esfuerzos verticales (tomado de Schmertmann *et al.*^{2.27}).

donde

C_1 = factor de corrección de la profundidad (véase abajo),

C_2 = factor de arrastre (véase abajo),

Δ_p = incremento neto de la carga en el suelo a nivel de la cimentación debido a la carga aplicada,

B = ancho del área de carga,

I_z = factor de influencia de esfuerzo vertical (figura 2.33),

E_d = módulo de deformación,

Δ_z = espesor de la capa de suelo.

El factor de corrección de la profundidad es dado por:

$$C_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{p_o}{\Delta_p} \right) \quad (2.37)$$

en donde p_o = presión efectiva de sobrecarga a nivel de la cimentación.

Schmertmann declara que, a pesar de que los asentamientos sobre suelos no cohesivos son considerados como inmediatos, las observaciones demuestran arrastre a largo plazo, calculado con el factor

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{\text{tiempo años}}{0.1} \right) \quad (2.38)$$

El factor de influencia de esfuerzo vertical se obtiene con una de las dos curvas que muestra la figura 2.33. Para cimentaciones cuadradas (carga simétrica al eje), se debe utilizar la curva $L/B = 1$. Para cimentaciones largas basadas en zapatas corridas (el caso del esfuerzo del plano) donde el largo es más de diez veces el ancho, utilice la curva $L/B > 10$. En valores para cimentaciones rectangulares, $L/B > 10$ se puede obtener mediante interpolación.

El módulo de deformación para cimentaciones cuadradas y alargadas se obtiene multiplicando la resistencia del cono estático por un factor de 2.5 y 3.5 respectivamente. Los valores del coeficiente de tangente inicial han sido propuestos por Lunne y Christoffersen^{2,28} sobre la base de una revisión exhaustiva de las pruebas de campo y de laboratorio como sigue:

Para arenas normalmente consolidadas,

$$E = 4q_c \text{ (MN/m}^2\text{)} \text{ para } q_c < 10 \text{ MN/m}^2$$

$$E = (2q_c + 20) \text{ MN/m}^2 \text{ para } 10 \text{ MN/m}^2 < q_c < 50 \text{ MN/m}^2$$

$$E = 120 \text{ MN/m}^2 \text{ para } q_c > 50 \text{ MN/m}^2.$$

Para arenas sobreconsolidadas con una proporción de sobreconsolidación > 2 ,

$$E = 5q_c \text{ para } q_c < 50 \text{ MN/m}^2$$

$$E = 250 \text{ MN/m}^2 \text{ para } q_c > 50 \text{ MN/m}^2.$$

El módulo de deformación aplicable para un incremento en el esfuerzo de Δ_p arriba de la presión efectiva de sobrecarga p_o se obtiene con la ecuación

$$E_d = E \sqrt{\frac{p_o + (\Delta_p/2)}{p_o}} \quad (2.39)$$

Cuando sólo se tienen los resultados de las pruebas de penetración estándar, la resistencia al cono estático q_c (en kg/cm²) se puede obtener multiplicando los valores N SPT (en golpes/300 mm) por un factor empírico para el cual Schmertmann sugiere los siguientes valores:

Limos, limos arenosos y arenas sedimentadas	
ligeramente cohesivas	$N = 2$
Arenas limpias finas a medias, arenas	
ligeramente limosas	$N = 3.5$
Arenas gruesas y arenas con un poco de grava	$N = 5$
Gravas arenosas y gravas	$N = 6$

El diagrama de resistencia del cono se divide en capas de valores representativos de C_{kd} aproximadamente iguales como lo muestra la figura 2.33, el diagrama del factor de influencia de esfuerzo se coloca a lo largo de este diagrama bajo las cimentaciones, que se dibujan a la misma escala. Los asentamientos en cada estrato, resultantes de la carga Δ_p se calculan entonces utilizando los valores E_d y I_z apropiados para cada estrato. La suma de los asentamientos en cada estrato se corrige para los factores de profundidad y de deslizamiento utilizando las ecuaciones 2.37 y 2.38.

2.6.6. Estimación de asentamientos en suelos arcillosos

Una publicación de la Construction Industry Research and Information Association (Asociación de Investigación e

Información de la Industria de la Construcción)^{2,29} contiene una guía práctica sobre el tema de asentamientos de estructuras sobre suelos arcillosos.

El procedimiento simplificado para estimar los asentamientos de consolidación descritos a continuación se basa en la modificación de Skempton y Bjerrum^{2,30} de la teoría de consolidación de Terzaghi.^{2,31} Esta última declara que la consolidación es un proceso de deformación unidimensional. La comparación entre los asentamientos calculados y los observados indica que el método subestima el rango de asentamientos. Se han publicado otras teorías que dicen representar el proceso de consolidación con mayor precisión, pero en la mayoría de los casos son difíciles de aplicar en la práctica. De cualquier forma, la magnitud del asentamiento de estructuras de ingeniería en suelos, de muy firmes a rígidos, es relativamente pequeña. Por esta razón, el refinamiento de los cálculos es difícilmente justificable, especialmente debido a que las variaciones naturales en la compresibilidad del suelo pueden producir alteraciones en el asentamiento de mayor importancia que las diferencias en los valores calculados mediante los diversos métodos. Únicamente en los casos de suelos blandos compresibles que cargan estructuras grandes y pesadas es justificable adoptar métodos de cálculo más elaborados basados en la deformación tridimensional. Los pasos para realizar el análisis de asentamiento son los siguientes:

a) Elección del perfil del suelo. Se debe realizar un perfil del suelo del lugar, en el cual se marquen las profundidades promedio de los diversos estratos del suelo y los valores promedio del índice de compresión (o el coeficiente de compresibilidad de volumen) y el coeficiente de consolidación de cada estrato o de cada división de los estratos. En el caso de un estrato de arcilla grueso, no se debe asumir que la compresibilidad es constante a lo largo de la profundidad del estrato. Las arcillas usualmente muestran compresibilidad progresivamente decreciente e incremento en el módulo de deformación con profundidad creciente. Frecuentemente sucede que los registros de las perforaciones y los resultados de las pruebas de suelo muestran amplias variaciones en las profundidades del estrato y en los valores de compresibilidad. En estas circunstancias, la elección de un perfil de suelo representativo incluye un juicio cuidadoso. Para estructuras grandes e importantes, vale la pena realizar un análisis de asentamiento para la mayor compresibilidad y la máxima profundidad de estrato compresible, y la menor compresibilidad con la menor profundidad de estrato; asimismo comparar los dos análisis para obtener una idea

del asentamiento diferencial si estos dos extremos de condiciones ocurren dentro del área de la estructura.

b) Evaluación de la carga que causa asentamiento. Al considerar un asentamiento de consolidación a largo plazo, es esencial que la carga de la cimentación utilizada en el análisis sea realista y representativa de la carga *permanente* sobre el periodo a considerar. Este es un método diferente al que se utiliza para calcular las presiones efectivas de carga. En este último caso, se consideran las condiciones de carga más severas, previendo la máxima carga viva. La carga viva utilizada en un análisis de asentamiento es un **valor promedio** que representa la carga viva continua durante el periodo considerado.

Sólo se considera la carga del viento en los análisis de asentamiento para estructuras altas, donde ésta representa una proporción considerable de las cargas totales, por lo tanto sólo se consideran las cargas de viento que representan el promedio de vientos continuos sobre ese periodo.

El cálculo del asentamiento de consolidación se basa en el incremento del esfuerzo vertical efectivo inducido por las cargas de la estructura. A nivel de la cimentación, la presión vertical efectiva antes de la construcción es p_o ; al terminar la estructura, el esfuerzo vertical efectivo se convierte en $q - \gamma_w b$. Por lo tanto, a partir de la ecuación 2.2, el incremento en el esfuerzo vertical efectivo a nivel de la cimentación es

$$\begin{aligned} q - \gamma_w b - p_o &= q - \gamma_w b - (p - \gamma_w b) \\ &= q - p \\ &= q_n \end{aligned}$$

c) Cálculo de la distribución de la presión y del esfuerzo. La distribución de la presión vertical efectiva de la sobrecarga (*overburden*) (p_o) y del esfuerzo vertical (σ_z) resultado de la presión neta de la cimentación (q_n) se muestra en la figura 2.34. Los valores de σ_z a diversas profundidades bajo el nivel de la cimentación se obtienen con los métodos descritos en la sección 2.6.4.

En suelos profundos compresibles, el nivel más bajo considerado en los análisis de asentamientos es el punto en el que el esfuerzo vertical σ_z es relativamente bajo, digamos del orden de 10 a 20 kN/m².

d) Cálculo del asentamiento neto inmediato (ρ_i). El asentamiento neto inmediato (ρ_i), esto es, el asentamiento elástico bajo la esquina de un área de carga flexible, se calcula con la ecuación

$$\rho_i = q_n \times B \times \frac{(1 - m^2)}{E_d} \times I_p \quad (2.40)$$

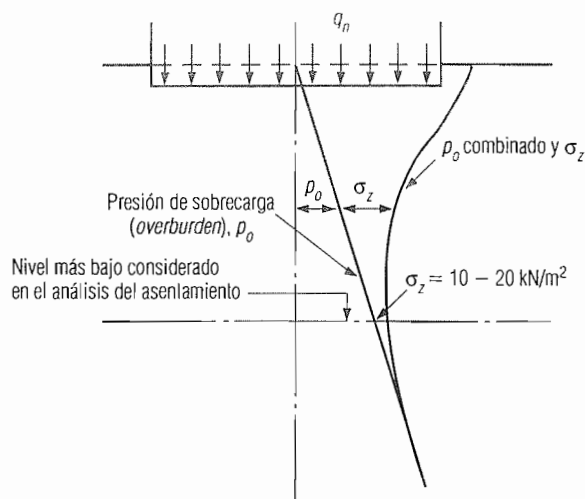


Figura 2.34. Distribución de la fuerza y del esfuerzo verticales para una capa de arcilla profunda.

donde

B = ancho de la cimentación
 E_d = módulo de deformación
 m = proporción de Poisson
 q_n = presión neta de la cimentación
 I_p = factor de influencia

Debido a la alteración de muestras, los valores de E_d obtenidos con pruebas de compresión de laboratorio no son confiables, siendo preferible obtener valores de E_d con el

presurómetro o con pruebas de carga de la placa realizadas en campo o con proporciones empíricas establecidas del valor E_d para la cohesión sin drenar de la arcilla. Butler^{2,32} da una proporción de E_d/c_u de 400 para la arcilla London, mientras que Bjerrum^{2,6} menciona proporciones de 500 a 1500 para arcillas normalmente consolidadas. El rango más bajo es para arcillas de alta plasticidad y el mayor para arcillas de baja plasticidad. Las proporciones de Bjerrum se basaron en mediciones de cohesión sin drenar con la prueba de veleta. Marsland^{2,33} obtuvo valores de E_d/c_u de 348 para el estrato glacial superior y de 540 para una arcilla glacial laminada en Redcar. Una revisión de las características de la morena glacial realizada por Weltman^{2,34} mostró un rango amplio en las características del módulo del suelo sin ninguna relación general entre E_d y c_u . Bowles^{2,35} enlistó los valores de la proporción de Poisson (m) de la siguiente forma:

Tipo de suelo	m
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
Limo	0.3 - 0.35
Arena (densa)	
Gruesa (proporción de vacío = 0.4 - 0.7)	0.15
Fina (proporción de vacío = 0.4 - 0.7)	0.25

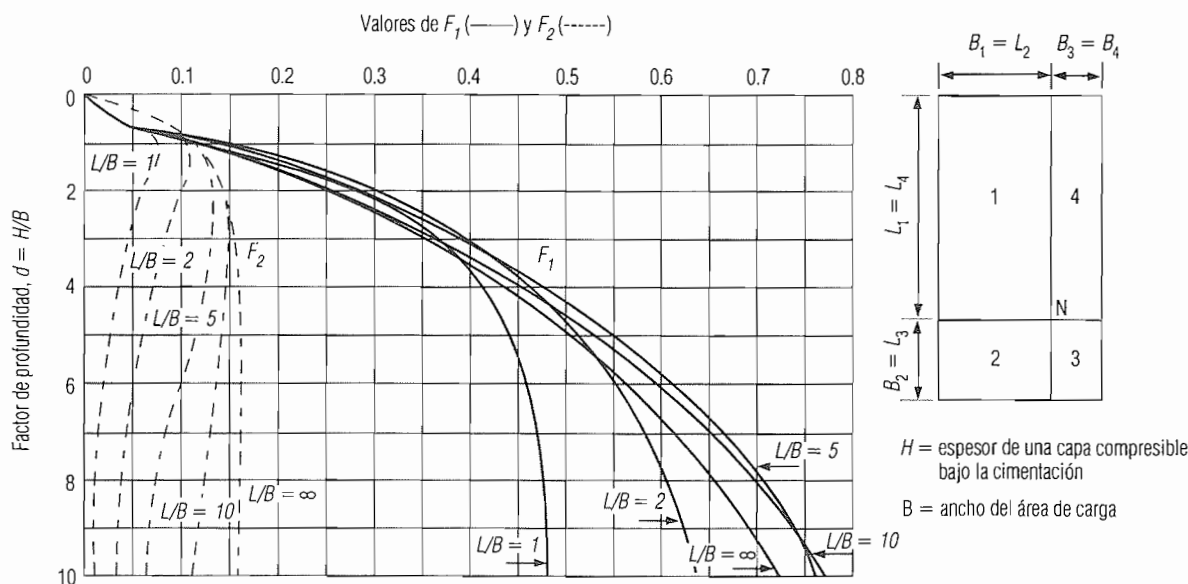


Figura 2.35. Cálculo de asentamientos inmediatos, debidos a un área flexible de carga sobre la superficie de una capa elástica. NOTA: Cuando se utilice este diagrama para calcular el p_i al centro de un área rectangular, tome B como la mitad del ancho de la cimentación para obtener H/B y L/B .

I_p es una función de la proporción largo-ancho de la cimentación, y el grosor (H) de la capa compresible. Terzaghi realizó un método para calcular I_p a partir de curvas derivadas por Steinbrenner.^{2,36}

Para la proporción de Poisson de 0.5, $I_p = F_1$;

Para la proporción de Poisson de cero, $I_p = F_1 + F_2$.

Los valores de F_1 y F_2 para diferentes proporciones de H/B y L/B se muestran en la figura 2.35. Los asentamientos elásticos no deben calcularse para espesores (H) mayores a $4B$.

El asentamiento inmediato a cualquier punto N (figura 2.35) se obtiene con

$$\rho_i \text{ al punto } N = \frac{q_n}{E} (1 - m^2) (I_{p_1} B_1 + I_{p_2} B_2 + (I_{p_3} B_3 + I_{p_4} B_4)) \quad (2.41)$$

Para obtener los asentamientos al centro del área de carga, se sigue el principio de superposición en forma similar al cálculo del esfuerzo vertical (sección 2.6.4). El área se divide en cuatro rectángulos iguales, y el asentamiento en la esquina se calcula con la ecuación 2.40. Entonces, el asentamiento en el centro es igual a cuatro veces el asentamiento en una de las esquinas.

Las curvas en la figura 2.35 se basan en la suposición de que el módulo de deformación es constante con la profundidad. Sin embargo, en la mayoría de las deformaciones de roca y suelo, el módulo se incrementa con la profundidad, así los cálculos basados en un módulo constante lleva a estimaciones exageradas de asentamiento. Butler^{2,32} desarrolló un método basado en el trabajo de Brown y Gibson^{2,37} para calcular el asentamiento en condiciones de un módulo de deformación que se incrementa linealmente con la profundidad dentro de una capa de espesor finito.

El valor del módulo a cualquier profundidad z bajo el nivel de la cimentación se obtiene con la ecuación

$$E_d = E_f (1 + kz/B), \quad (2.42)$$

donde E_f = módulo de deformación a nivel de la cimentación. El valor de k se obtiene con los valores medidos trazados de E_d contra la profundidad dibujando una línea recta a través de los puntos trazados para obtener valores para la sustitución en la ecuación 2.42. Habiendo obtenido k , el factor de influencia apropiado I_p se obtiene con las curvas de Butler mostradas en la figura 2.36. Éstas son para diferentes propor-

ciones de L/B , y son aplicables para una capa compresible de grosor no mayor a nueve veces B . Estas curvas se basan en la suposición de una proporción de Poisson de 0.5. Esta proporción es aplicable a arcillas saturadas para condiciones sin drenar, esto es, una aplicación inmediata de la carga.

En el caso de una cimentación rígida, por ejemplo una viga pesada, una losa o de pilas masiva, el asentamiento inmediato en el centro se reduce por un factor de rigidez. El factor comúnmente aceptado es 0.8; por lo tanto

$$\frac{\text{Asentamiento inmediato de una cimentación rígida}}{\text{Asentamiento inmediato al centro de una cimentación flexible}} = 0.8 \text{ aproximadamente}$$

Asentamiento inmediato al centro de una cimentación flexible

También se aplica una corrección a los asentamientos inmediatos para permitir la profundidad de la cimentación por medio del "factor de profundidad" (véase figura 2.40).

Generalmente, se encontrará que es más conveniente, para el caso de una E_d constante, utilizar el método de Janbu, Bjerrum y Kjaernsli^{2,38} según lo modificó Christian y Carrier^{2,39} para obtener el asentamiento inmediato **promedio** de una cimentación donde

$$\text{Asentamiento promedio} = \rho_i = \frac{\mu_1 \mu_0 q_n B}{E_d} \quad (2.43)$$

En la ecuación anterior, la proporción de Poisson se supone de 0.5. Los factores μ_1 y μ_0 se relacionan con la profundidad D de la cimentación, con el grosor H de la capa compresible y con la proporción largo/ancho (L/B) de la cimentación. Los valores de estos factores se muestran en la figura 2.37. Los factores de rigidez y de profundidad no se aplican a asentamientos calculados con la ecuación 2.43.

Debido a la dificultad para obtener valores precisos representativos del módulo de deformación de la arcilla, ya sea por la correlación con el esfuerzo cortante sin drenar, o directamente mediante pruebas de campo o de laboratorio, puede ser preferible determinar el asentamiento inmediato con las relaciones establecidas por Burland, Broms y De Mello.^{2,12} Éstas son:

$$\begin{aligned} \text{Para arcillas rígidas sobreconsolidadas,} \\ \text{asentamiento inmediato} &= \rho_i = 0.5 \text{ a } 0.6 \rho_{oed} \\ \text{asentamiento de consolidación} &= \rho_c = 0.5 \text{ a } 0.4 \rho_{oed} \\ \text{asentamiento final} &= \rho_{oed} \end{aligned}$$

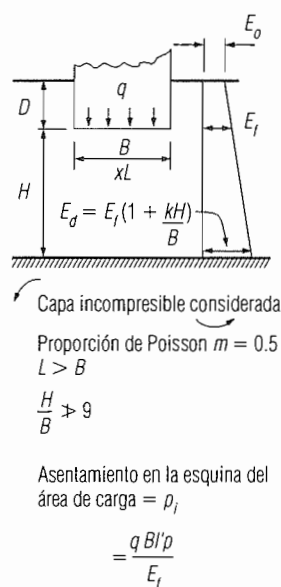
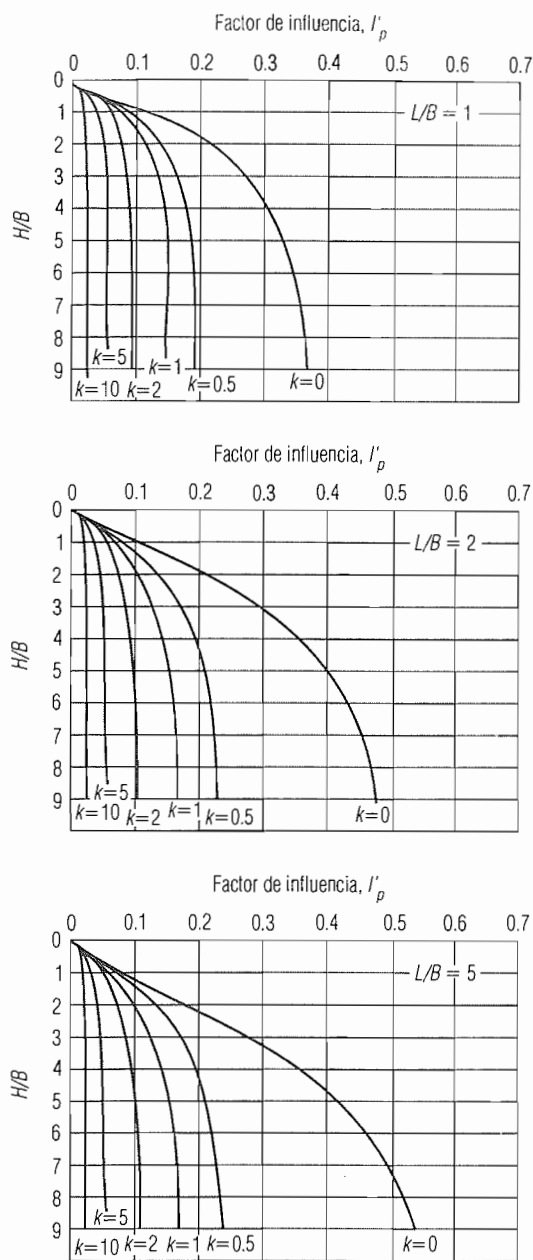


Figura 2.36. Valores del factor de influencia I'_p para el módulo de deformación que aumenta linealmente con la profundidad y con la proporción modular de 0.5 (tomado de Butler²³²).

Para arcillas blandas normalmente consolidadas,
 asentamiento inmediato $= 0.1 \rho_{oed}$
 asentamiento de consolidación $= \rho_{oed}$
 asentamiento final $= 1.1 \rho_{oed}$

e) Cálculo del asentamiento de consolidación (ρ_c). Si la variación en la compresibilidad de un suelo se conoce mediante los resultados de un número de pruebas de odómetro, el asentamiento de consolidación (ρ_c) se cal-

cula de preferencia con los valores del coeficiente de compresibilidad por volumen (m_v) según lo determinen las pruebas de odómetro. Cuando éstas no estén disponibles, la tabla 2.6 muestra algunos valores típicos y la figura 1.11 las relaciones entre el esfuerzo cortante sin drenar, el índice de plasticidad, el valor N y el módulo de compresibilidad por volumen.

Skempton y Bjerrum^{2,30} demostraron que el asentamiento de consolidación real (ρ_c) puede ser menor que los valores

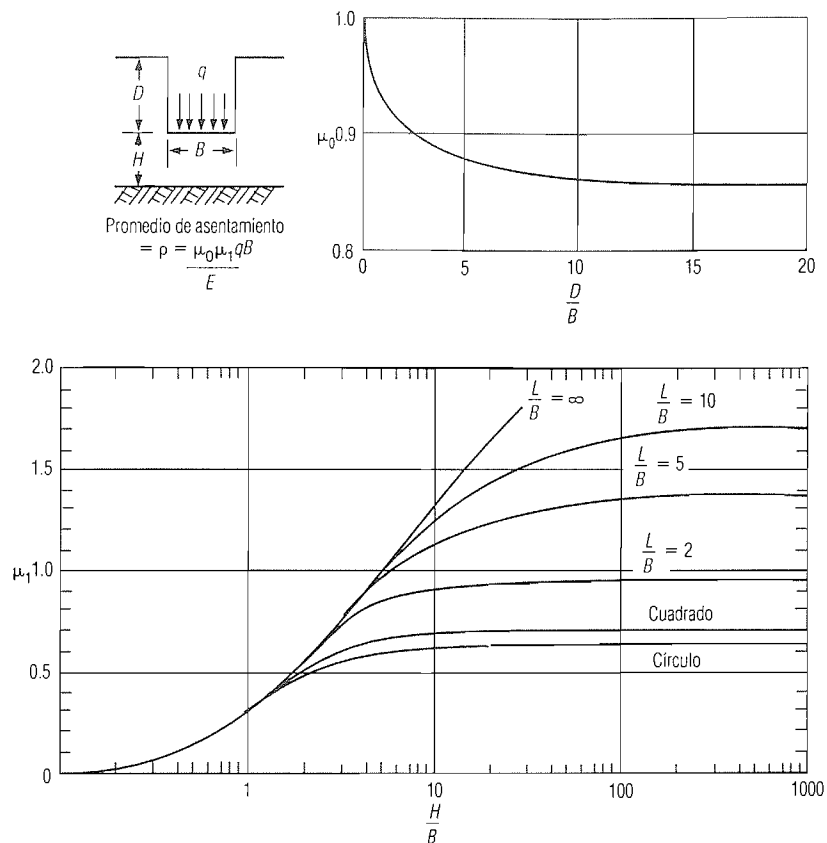


Figura 2.37. Factores para calcular el promedio de asentamiento inmediato de un área de carga (tomado de Christian y Carrier^{2.39}).

Tabla 2.6. Compresibilidad en varios tipos de arcillas.

Tipo	Descripción cualitativa	Coefficiente del volumen de compresibilidad, m_v (m ² /MN)
Arcillas pedregosas altamente sobreconsolidadas (por ejemplo, varias arcillas pedregosas escocesas) y rocas rígidas erosionadas (por ejemplo, piedra limosa erosionada), arcilla dura London, Gault y Oxford (a profundidad)	Compresibilidad muy baja	Abajo de 0.05
Arcillas pedregosas (por ejemplo Tess-side, Cheshire) arcilla London "azul" muy rígida, arcilla Oxford y Marga Keuper	Compresibilidad baja	0.05-0.10
Arcilla London "azul", arcilla London "café" erosionada, arcillas fluvio-glaciales, arcillas Lake, arcilla Oxford erosionada, arcilla pedregosa Marga Keuper erosionada, arcillas normalmente consolidadas (a profundidad)	Compresibilidad media	0.10-0.30
Arcillas aluviales normalmente consolidadas (por ejemplo, arcillas de estero del Támesis, Firth of Forth, Canal Bristol, Shatt-al-Arab, delta del Níger y arcilla de Chicago), arcilla "rápida" de Noruega	Compresibilidad alta	0.30-1.50
Turbas y arcillas aluviales muy orgánicas	Compresibilidad muy alta	Sobre 1.50

calculados basados en las pruebas de odómetro. Proponen la fórmula

$$\rho_c = \mu_g \rho_{oed} \quad (2.44)$$

donde

μ_g = coeficiente que depende del tipo de arcilla,
 ρ_{oed} = asentamiento calculado basado en las pruebas de odómetro.

Estos mismos autores han relacionado a μ_g con el coeficiente de presión del poro de los suelos según lo determinan las pruebas de compresión triaxial sin drenar y también con las dimensiones del área de carga. Sin embargo, para fines prácticos, es suficiente tomar los siguientes valores para μ_g

Tipo de arcilla	Valor μ_g
Arcillas muy sensibles (aluviones suaves, estuarios y arcilla marinas)	1.0 - 1.2
Arcilla normalmente consolidada	0.7 - 1.0
Arcillas sobreconsolidadas (arcilla London, Weald, Kimmeridge, Oxford y Lias)	0.5 - 0.7
Arcillas pesadas sobreconsolidadas (glacial, Keuper Marga)	0.2 - 0.5

El valor μ_g para la arcilla London se toma generalmente como 0.5.

El asentamiento por odómetro (ρ_{oed}) de una capa de suelo se calcula con la fórmula

$$\rho_{oed} = m_v \sigma_z H \quad (2.45)$$

donde

m_v = coeficiente promedio de compresibilidad por volumen obtenido para el incremento efectivo de la presión en la capa particular considerada,
 σ_z = esfuerzo vertical efectivo promedio impuesto en la capa particular resultante de la presión neta de la cimentación q_n ,
 H = espesor de la capa en particular que se esté considerando.

Los valores de p_{oed} y por lo tanto de p_c , obtenidos para cada capa, se suman para obtener el asentamiento de consolidación total bajo el área de carga.

Si sólo se dispone de uno o dos resultados de las pruebas de odómetro para una cierta área de carga, es más conveniente calcular ρ_{oed} directamente con las curvas de **proporción presión-vacío** obtenidas en las pruebas. El procedimiento entonces es como sigue:

Para arcillas normalmente consolidadas, como la de estuario o la marina, la curva de compresión virgen se debe utilizar para los cálculos de asentamiento. Para arcillas preconsolidadas o sobreconsolidadas, como las pedregosas y las London, Woolwich y Reading, Gault, Weald, Kimmeridge, Oxford y Lias, se deben utilizar las curvas reales de la proporción presión-vacío. Las curvas típicas para arcillas normalmente consolidadas y sobreconsolidadas se muestran en la figura 2.38.

Respecto de la figura 2.39, el cambio en la proporción de vacío debida a un incremento en el esfuerzo vertical resultante de la carga de la cimentación, se considera al centro de la capa de arcilla con un espesor H . Por lo tanto, para la condición inicial (sin carga), la proporción de vacío inicial (e_1) se lee en la curva $p-e$ (figura 2.38) correspondiente a la presión inicial de sobrecarga (*overburden*) (p_o) al centro de la capa. Una vez aplicada la carga de la cimentación, la presión vertical inicial (p_o) se incrementa por el esfuerzo vertical (σ_z) inducido al centro de la capa por la presión neta de la cimentación (q_n). De este modo, la proporción de vacío final (e_2) se lee fuera de la curva $p-e$ correspondiente a la presión de $p_o + \sigma_z$. La reducción en el espesor de la capa, esto es, el asentamiento por odómetro ρ_{oed} , después de la completa consolidación, se obtiene por medio de la ecuación

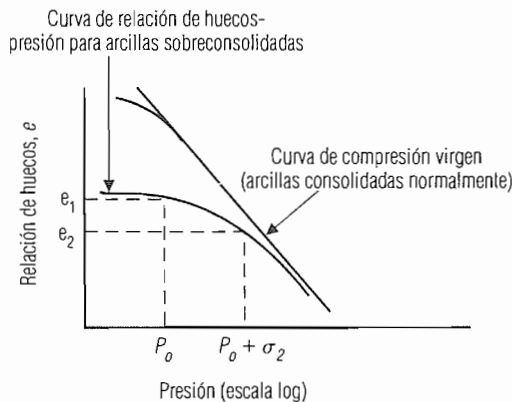


Figura 2.38. Uso de las curvas de proporción para huecos-presión en el análisis de asentamiento.

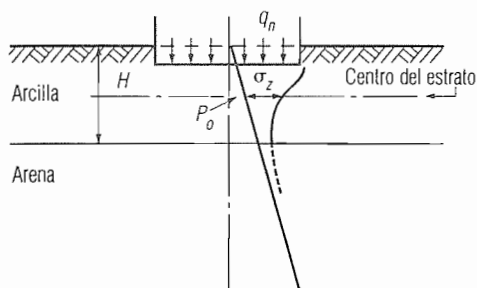


Figura 2.39

$$\rho_{oed} = \frac{H}{i + e_1} (e_1 - e_2) \quad (2.46)$$

o si se utiliza el índice de compresión como base para los cálculos de asentamiento, el asentamiento final se calcula con la ecuación

$$\rho_{oed} = \frac{H}{i + e_1} C_c \log_{10} \frac{p_o + \sigma_z}{p_o} \quad (2.47)$$

Como anteriormente,

$$\rho_c = \mu_g \rho_{oed}$$

Si la capa de arcilla muestra un cambio apreciable en la compresibilidad con la profundidad, el asentamiento entre cada capa debe ser calculado por separado. Entonces, el asentamiento total final neto se obtiene con la suma de los asentamientos de cada capa en particular. Para capas profundas de arcilla, comúnmente es necesario considerar capas separadas para permitir las variaciones en la compresibilidad con la profundidad, y para dar el efecto de variación en la proporción de vacío con un esfuerzo vertical rápidamente decreciente y una profundidad creciente. El asentamiento final neto se calcula para cada capa, y la suma de los valores obtenidos da el asentamiento total final neto para la profundidad total del estrato de arcilla afectado por la carga de la cimentación.

Se aplica una corrección al ρ_c calculado en la forma de "factor de profundidad". Esto depende de la proporción profundidad-área y de la proporción largo-envergadura de la cimentación. Los valores del factor de profundidad,

$$\text{factor de profundidad} = \frac{\text{asentamiento corregido para una cimentación a profundidad } D}{\text{asentamiento calculado para una cimentación superficial}}$$

se obtienen con las curvas de corrección de Fox^{2,40} que se muestran en la figura 2.40. En teoría, las curvas de Fox se aplican solamente para asentamientos elásticos o "inmediatos", pero es lógico corregir los asentamientos de consolidación para permitir la profundidad de la cimentación, y las curvas de Fox son un método conveniente para realizar esto.

f) Estimación del asentamiento final (ρ_f). El asentamiento final es la suma de los valores corregidos del asentamiento inmediato y del asentamiento de consolidación. Esto es,

$$\rho_f = \rho_i + \rho_c \quad (2.48)$$

En muchos casos, no se justifica adoptar el método largo expuesto en las páginas anteriores para calcular los asentamientos inmediato y de consolidación, particularmente, cuando las cimentaciones de dimensiones claramente pequeñas se van a

$$\text{Factor de profundidad} = \frac{\text{asentamiento corregido para una cimentación a una profundidad } D}{\text{asentamiento calculado para una cimentación superficial}}$$

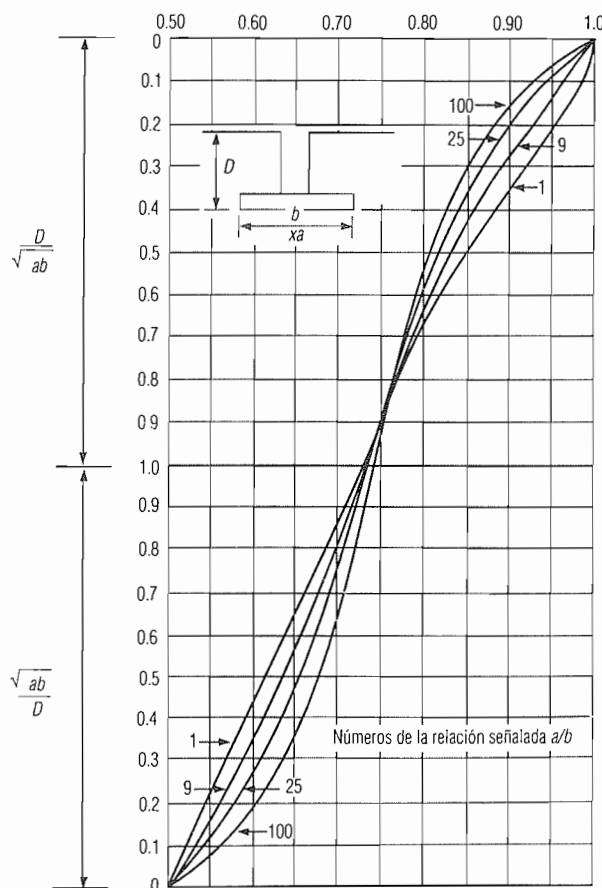


Figura 2.40. Curvas de corrección de Fox para un asentamiento elástico de cimentaciones rectangulares y flexibles en la profundidad.

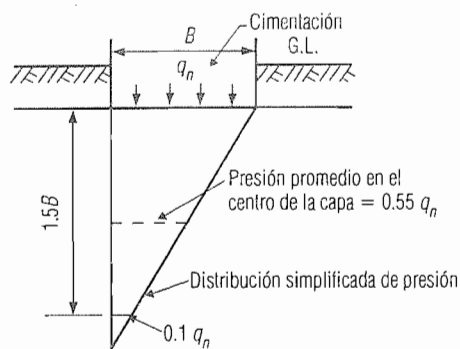


Figura 2.41. Distribución de presión aproximada bajo una cimentación.

construir sobre arcillas uniformemente duras y relativamente no compresibles. El método aproximado que se da a continuación se basa en una teoría de consolidación, pero se simplifica el procedimiento para calcular la distribución de la presión.

La distribución del esfuerzo vertical que se muestra en la figura 2.27 se puede representar, aproximadamente, por una distribución triangular (figura 2.41). Por lo tanto, de la ecuación 2.45,

El asentamiento del odómetro,

$$\begin{aligned} \rho_{oed} &= m_v \sigma_z H \\ &= m_v \times 0.55 q_n \times 1.5B, \end{aligned} \quad (2.49)$$

donde

q_n = presión neta de la cimentación,
 B = ancho de la cimentación.

Si se dispone de los resultados de las pruebas de consolidación, el valor promedio de m_v se debe tomar sobre la profundidad de $1.5B$. Si no existen dichos resultados, los valores de m_v que se dan en la tabla 2.6 se deben utilizar.

Se debe notar que el método anterior proporciona únicamente el asentamiento del odómetro e ignora el asentamiento inmediato. Este último se puede obtener con las relaciones de Burland, Broms y De Mello mencionadas en el inciso d. Además, dado que sólo se aproxima, no es realista aplicar factores "geológicos" ni de rigidez. Si el valor de ρ_{oed} , calculado con la ecuación 2.49, establece la posibilidad de asentamientos totales y diferenciales excesivos, entonces se debe seguir el procedimiento completo descrito en las páginas anteriores.

g) Estimación del rango de asentamiento de consolidación. Por lo común, es necesario conocer el rango en el cual se asientan las cimentaciones durante el largo proceso de consolidación. Normalmente, éste se calcula como el periodo de tiempo que se requiere para el 50 % y el 90 % del asentamiento final.

El tiempo que se requiere se obtiene con la ecuación

$$t = \frac{Td^2}{C_v} \quad (2.50)$$

o, expresado en unidades de metros por año,

$$t \text{ (años)} = \frac{Td^2 \times 10^{-7} \text{ (m)}}{3.154 \times C_v \text{ (m}^2/\text{s)}} \quad (2.51)$$

donde

T = factor de tiempo

d = H (espesor del estrato compresible medido desde el nivel de la cimentación al punto en donde σ_z es pequeño, digamos $10 - 20 \text{ kN/m}^2$) para drenado en una dirección o $d = H/2$ para drenado en la parte superior e inferior del estrato de arcilla,

C_v = coeficiente promedio de consolidación sobre el rango de presión involucrado (que se obtiene con las pruebas de compresión triaxial o de odómetro).

Los valores del factor de tiempo (T) para diversos grados de consolidación (U) se dan en la figura 2.42.

El asentamiento total en cualquier tiempo t se obtiene con

$$\rho_t = \rho_i + U\rho_c. \quad (2.52)$$

El tipo de curva que se utiliza depende de la distribución de la presión. Los casos estándar de distribución de la presión se muestran en la figura 2.43. Cuando existe drenado en dos direcciones, esto es, cuando existe una capa permeable sobre y bajo el estrato compresible, sólo existe un tipo de curva para todos los tipos de distribución de la presión.

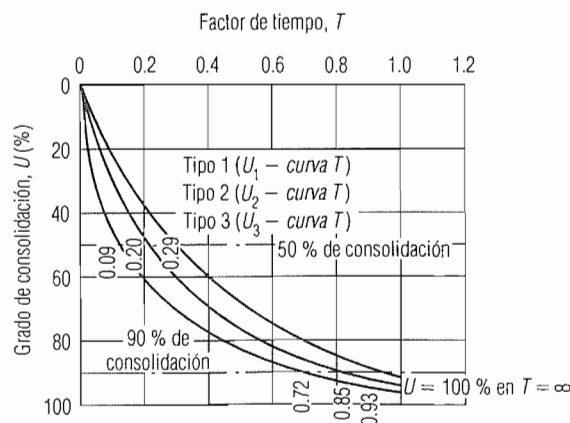
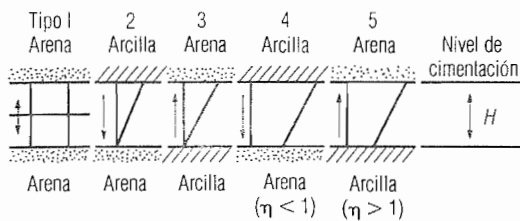


Figura 2.42. Relación entre el grado de consolidación y el factor tiempo.



$$\eta = \frac{\text{Presión en la superficie permeable}}{\text{Presión en la superficie impermeable}}$$

Para el caso 4

$$U_4 = U_1 - \left(\frac{1 - \eta}{1 + \eta} \right) (U_1 - U_2)$$

i.e. intermedio entre U_1 y U_3 . Para el caso 5

$$U_5 = U_1 + \left(\frac{\eta - 1}{\eta + 1} \right) (U_1 - U_2)$$

i.e. intermedio entre U_1 y U_2

Figura 2.43. Tipo de distribución de presión. La flecha indica la dirección del drenado.

Cuando se considere el drenado de la capa de arcilla, siempre se considera que el concreto de la cimentación actúa como una capa permeable. De hecho, el concreto es mucho más permeable que la mayoría de las arcillas. Cuando la cimentación se construye con material impermeable, como un tanque de asfalto alrededor de una subestructura de concreto, o un tanque de acero enterrado, el rango de asentamiento se debe, estrictamente, basar en una teoría tridimensional de consolidación. Sin embargo, este procedimiento rara vez se necesita en la práctica, ya que los tanques de asfalto casi siempre están posados sobre una capa ciega de masa de concreto y, en forma similar, los tanques de acero están usualmente instalados sobre un lecho de arena o roca molida. Por lo tanto, en casi todos los casos se puede seguir la teoría unidimensional estándar de consolidación.

Los depósitos de arcilla frecuentemente contienen capas o láminas de arena o limo, si son continuas, forman capas de drenado que incrementan enormemente el asentamiento, comparado con el predicho por pruebas de odómetro. Sin embargo, en muchos casos, y particularmente en arcillas pedregosas, las arenas están en forma de bolsas aisladas que no tienen salida de drenado. Si existe una duda respecto a si las capas de arena están o no drenadas, los rangos de asentamiento para los casos drenados y sin drenar se deben calcular, y considerar su significado relativo.

Las fisuras en las arcillas y la existencia de orificios de raíces en profundidades superficiales (Rowe¹¹) también pueden acelerar el proceso de drenado. Es mejor estimar el rango de asentamiento a partir de los valores C_v que se obtienen con las pruebas triaxiales,^{1,14} en donde se pueden obtener especímenes

de tamaño lo bastante grande para incorporar estos canales naturales de drenado. Donde se disponga de los resultados de pruebas de permeabilidad en campo, el coeficiente de consolidación se puede obtener a partir de la relación

$$C_v = k/\gamma_w m_v \quad (2.53)$$

Se debe notar que la imposición de presiones de la cimentación tenderán a cerrar los canales naturales de drenado y por lo tanto a reducir el valor del coeficiente de permeabilidad k . De ahí que la ecuación 2.53 será sólo confiable para niveles de baja tensión o en las primeras etapas de cimentación. Cuando sea posible, la mejor guía es por correlación con observaciones de estructuras de tamaño real, con determinado tiempo de asentamiento.

b) Estimación de asentamientos durante el periodo de construcción. Las curvas típicas para la carga y el asentamiento de una estructura durante el periodo de construcción y después de haberla terminado, se muestran en la figura 2.44. La curva del asentamiento neto, considerando que la carga final de la cimentación será aplicada instantáneamente, se traza primero como lo muestra la curva baja de la figura 2.44. El primer punto C en la curva corregida (permitiendo el incremento progresivo de la carga durante el periodo de construcción) se obtiene llevando una perpendicular desde un punto A en la abscisa de tiempo, en donde OA es el tiempo para completar la construcción (tiempo t_1). Se traza otra perpendicular desde un punto igual a la mitad de t_1 hasta intersectar la curva de carga instantánea en B . Entonces BC se traza paralelamente a la escala de tiempo para intersectar la perpendicular de A a C . Se obtienen entonces puntos intermedios para cualquier otro tiempo t en forma similar. Se traza

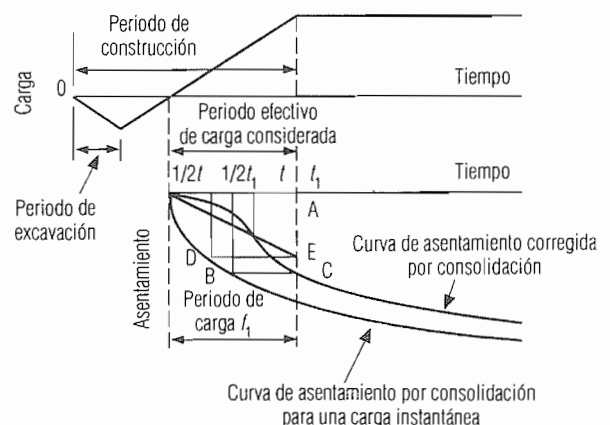


Figura 2.44. Curva de asentamiento por consolidación durante el periodo de construcción.

una perpendicular de $1/2 t$ hasta intersectar la curva de carga instantánea en D . Una línea trazada paralelamente a la escala de tiempo se extiende a la perpendicular AC para intersectar en el punto E . Entonces la intersección de OE con la perpendicular a partir del punto t da el punto intermedio en la curva corregida para el tiempo t . Más allá de C , la curva de asentamiento se asume como la curva instantánea como balance a la derecha por la mitad del periodo de carga, que se balancea por la distancia BC .

La curva corregida de asentamiento **total** se puede obtener agregando el asentamiento inmediato (según se calcula con las ecuaciones 2.40 a 2.43) al asentamiento corregido de consolidación como lo muestra la figura 2.44. Al asumir que la carga aplicada se incrementa linealmente durante el periodo de construcción, el asentamiento inmediato también se incrementa de un modo general aproximadamente en forma lineal.

Dilatación de las excavaciones

La remoción de la sobrecarga (*overburden*) cuando se excava al nivel de la cimentación causa una dilatación en el suelo bajo la excavación. Después de aplicar la carga, el suelo se recomprime, después de que la carga se ha incrementado bajo la presión original de la sobrecarga (*overburden*), ocurre la consolidación. Esta dilatación y recompresión es por lo común insignificante en caso de cimentaciones poco profundas, y puede ser ignorada. Sin embargo, se debe tomar en consideración para cimentaciones profundas, lo cual es discutido más adelante en el capítulo 5.

Información de asentamientos en un reporte de ingeniería

La precisión que se puede obtener en los cálculos de asentamientos no justifica el mencionar cifras exactas. Es común dar asentamiento a los 15 mm más cercanos en donde el asentamiento es de 25 mm o menos, o de utilizar expresiones como "menos de 25 mm" o "como 25 mm". Para asentamientos mayores a 25 mm, las cifras mencionadas deben ser cercanas a los 25 mm, estableciendo "25 a 50 mm" o "como 100 mm". Los asentamientos mayores a 150 mm serán mencionados a los 50-100 mm más cercanos.

2.7. ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOBRE ROCAS

Las rocas débiles o moderadamente débiles erosionadas, así como las formaciones rocosas de juntas muy cerradas poseen un grado de compresibilidad tal que es necesario hacer estimaciones de asentamiento siempre que se cimenten estructuras pesadas en estas formaciones. Meigh^{1,21} describió el asentamiento de dos edificios de reactores nucleares en Oldbury "A" Power Station. Los reactores y sus estructuras, cada una con un peso de 680 MN, impusieron presiones netas de carga de 1.1 MN/m^2 sobre rocas arenosas y limosas de lecho delgado, y rocas limosas en la formación Keuper Marl. Luego de un periodo de dos años, cuando la construcción estaba casi totalmente terminada, las cimentaciones se habían asentado 80 y 100 mm, respectivamente. Después, continuó un asentamiento lento, y pasados unos 9 años de terminar la carga, los asentamientos eran de 100 y 120 mm, respectivamente, y el deslizamiento aún continuaba. Se consideró que una alta proporción del asentamiento era debida a la compresión de una zona de roca de 13 m de profundidad que contenía cavidades causadas por la disolución de nódulos de yeso.

Las dificultades para obtener valores representativos del módulo de deformación de rocas débiles con juntas se han descrito en la sección 1.11. El método más confiable para obtener los valores del módulo para la sustitución en la ecuación 2.40 es el de realizar pruebas de carga de la placa a varias profundidades dentro de la zona de esfuerzos por la carga de la cimentación. Donde los resultados de pruebas de compresión no confinadas, o de pruebas de fuerza del punto de carga sobre muestras constituyan la cantidad suficiente para ser representativas de la variación de la fuerza de la roca sobre la profundidad esforzada por la carga de la cimentación, el módulo de deformación de la masa de roca se puede obtener mediante la relación:

$$E_m = jM_r q_{uc} \quad (2.54)$$

donde

j es un factor de masa relacionado con el espaciamiento discontinuo en la masa de roca.

M_r es una proporción entre el módulo de deformación y la fuerza de compresión discontinua, q_{uc} , de la roca intacta.

Los valores del factor de masa dados por Hobbs^{1,26} se muestran en la tabla 2.7.

Hobbs^{1,26} mostró que las rocas de varios tipos podrían ser

Tabla 2.7. Valores del factor de masa.

Clasificación de calidades ¹	RQD (%)	Frecuencia de fractura por metro	Índice de velocidad ² (V_f/V_L) ²	Factor de masa (j)
Muy pobre	0-25	15	0-0.2	0.2
Pobre	25-50	15-8	0.2-0.4	0.2
Regular	50-75	8-5	0.4-0.6	0.2-0.5
Bueno	75-90	5-1	0.6-0.8	0.5-0.8
Excelente	90-100	1	0.8-1.0	0.8-1.0

¹ Como BS 5930.

² V_f = velocidad de onda en el área, V_L = velocidad de onda en el laboratorio.

agrupadas; y para fines prácticos, se podía asignar una relación del módulo a cada grupo como sigue:

		Proporción del módulo
Grupo 1	Piedras calizas y dolomitas puras Areniscas carbonatadas de baja porosidad	600
Grupo 2	Ígneas Oolitas y calizas gredosas Areniscas compactadas Esquistos de arcilla carbonatados endurecidos Rocas metamórficas, incluyendo pizarras y esquistos (segmentos planos/laminares)	300
Grupo 3	Roca caliza muy gredosa Rocas areniscas pobremente compactadas Esquistos de arcilla y pizarras compactadas Pizarras y esquistos (segmentos escalonados/laminares)	150
Grupo 4	Esquistos de arcilla y pizarras no compactadas	75

Los valores anteriores, en conjunción con la ecuación 2.54, se utilizaron para compilar los valores esperados de carga para cimentaciones en rocas de la tabla 2.1a. La tiza altamente porosa del sureste de Inglaterra y la Keuper Marl son casos especiales. Los valores para el módulo de deformación de la masa de la tiza establecida por Hobbs^{1,26} y para Keuper Marl por Chandler y Davis^{2,41} se muestran en la tabla 2.8. Los valores de la tiza son considerablemente más bajos que los obtenidos en Mundford por Ward, Burland y Gallois.^{1,24} Estos últimos

fueron para niveles de esfuerzos relativamente bajos donde el asentamiento era menor al 0.01 % del ancho de la cimentación. Los valores de la tabla 2.8 se relacionan con presiones de carga mayores utilizadas para las cimentaciones de estructuras en las cuales es aceptable un asentamiento del 0.5 % del ancho. Los valores de E obtenidos a partir de los siguientes métodos se trazan para obtener una línea recta de variación promedio de E con la profundidad. Si E_s es constante con la profundidad, se pueden utilizar los factores de influencia que se muestran en la figura 2.35. Más aún, habrá un incremento en E con la profundidad incrementada, cuando los factores de influencia que se muestran en la figura 2.36 se deban utilizar. Éstos han sido trazados a partir de la proporción del Poisson de 0.5, pero la mayoría de las formaciones rocosas tienen proporciones algo menores. Meigh^{1,21} estableció que la proporción de Poisson de rocas triásicas es aproximadamente de 0.1 a 0.3.

Meigh obtuvo curvas para los factores de influencia que se muestran en la figura 2.45 para diversos valores de la constante k en la ecuación 2.42 y para una proporción de Poisson de 0.2. Aplicó más correcciones al asentamiento calculado en la esquina de la cimentación (ρ_i). Estas correcciones proporcionan dureza al contacto entre la cimentación y la roca, y la profundidad en que se incrusta la cimentación (D). Por lo tanto, el asentamiento ρ_i se obtiene con

$$\rho_i = q (B/E_f) I_p F_B F_D \quad (2.55)$$

donde

F_B = factor de corrección para la dureza de la base (figura 2.46),

F_D = factor de corrección para la profundidad del lecho (figura 2.47).

Las cimentaciones flexibles rectangulares, el área de carga se divide en cuatro rectángulos iguales y el asentamiento calculado

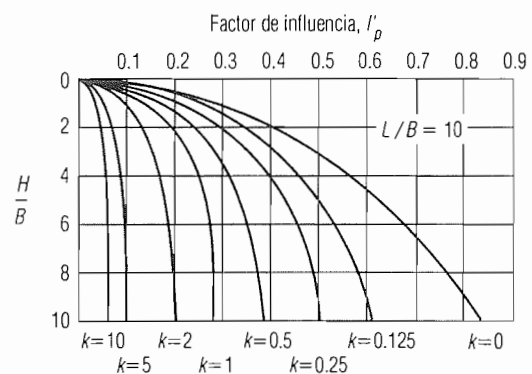
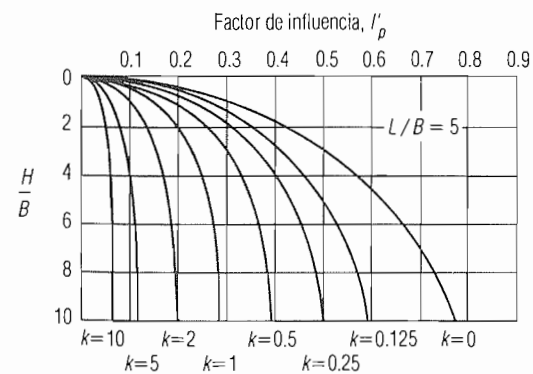
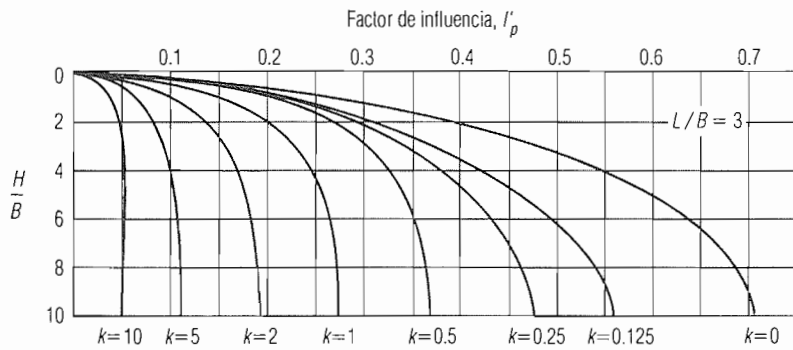
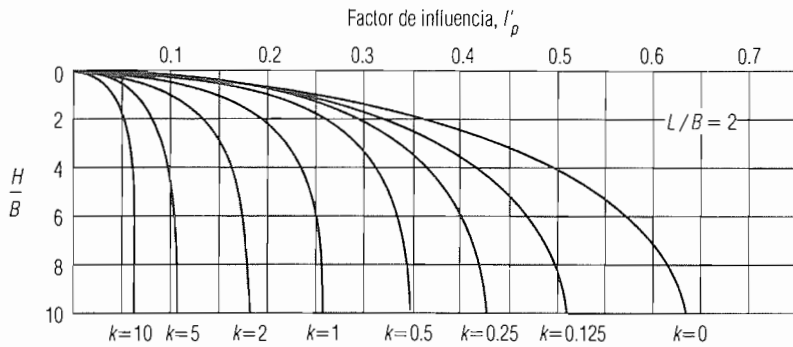
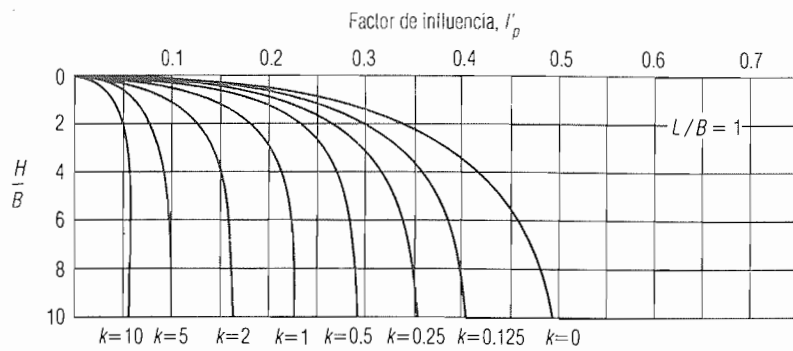
Tabla 2.8. Valor de los módulos de deformación para la tiza de alta porosidad y para la Marga Keuper.

<i>Tipo de roca</i>	<i>Grado de erosión</i>	<i>Descripción</i>	<i>Módulo de deformación (MN/m²)</i>
Tiza	I	En bloque, moderadamente débil, quebradiza	>400
	II	En bloque, débil, juntas separadas más de 200 mm cerradas	90-400
	III	Cascajo para el bloque, no erosionada, juntas separadas de 60-200 mm, abiertas a 3 mm y a veces rellenas con fragmentos	50-90
	IV	Cascajo, parcialmente erosionada, con estratificación y juntura, uniones separadas de 10-60 mm, abiertas a 20 mm, con frecuencia rellenas con fragmentos y yeso débil remoldeada	35-50
	V	Sin estructura, remoldeada, conteniendo pedazos de yezo intacta	10-35
	VI	Extremadamente débil, sin estructura, contiene pequeños pedazos de tiza intacta	Menor a 10
Marga Keuper	I (no erosionada)	Esquistos de arcilla (con frecuencia agrietados)	>150
	II (ligeramente erosionada)	Bloques angulares de marga no erosionada y esquistos de arcilla sin matriz	75-150
	III (moderadamente erosionada)	Matriz con restos líticos arriba de 25 mm	30-75
	IV (alta a completamente erosionada)	Matriz con perlas ocasionales de piedra arcillosa con dimensiones de menos de 3 mm (por lo común una medida de arena gruesa) degradandose únicamente la matriz.	Obtenido por pruebas de laboratorio

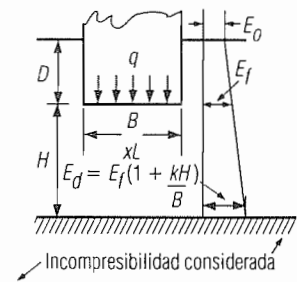
en la esquina de cada rectángulo. El asentamiento al centro de la cimentación es entonces cuatro veces el de la esquina. En el caso de cimentaciones relativamente rígidas, se calcula el asentamiento en el punto medio del lado más largo. Entonces, el asentamiento promedio de la cimentación rígida se obtiene con

$$C_{av} = \frac{1}{3} (C_{centro} + C_{esquina} + C_{orilla\ central\ larga}). \quad (2.56)$$

Se requiere cuidado para interpretar los resultados de las pruebas de carga de la placa realizadas de acuerdo con el pro-



uso para $L/B > 10$



Proporci3n de Poisson $m = 0.2$

$$k = \frac{(E_d - E_f) B}{E_f H}$$

Asentamiento en la esquina del 1rea de carga

$$= p_i = \frac{q \times B \times I'_p}{E_f}$$

Diagramas aplicables para $H/B > 10$

Figura 2.45. Valores del factor de influencia I'_p para un m3dulo de deformaci3n incrementado linealmente con la proporci3n modular y una profundidad de 0.2 (tomado de Meigh^[72]).

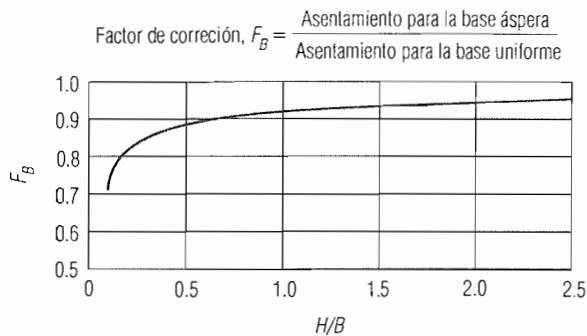


Figura 2.46. Factores de corrección para la aspereza de la base de la cimentación.

cedimiento descrito en la sección 1.4.4. Una curva típica (figura 2.48) muestra un comportamiento elástico neto sólo sobre niveles de bajo esfuerzo (la línea AB), y la adopción de un módulo de elasticidad (módulo de Young) correspondiente a la porción en línea recta de la curva pueden subestimar el asentamiento. El procedimiento usual es trazar una secante AC a la curva que sostiene el esfuerzo-deformación correspondiendo a un esfuerzo igual a la presión neta de la cimentación al nivel de la cimentación. Más conservadoramente, la secante se puede trazar a un esfuerzo de compresión de 1.5 o de algún otro múltiplo más adecuado de la presión de la cimentación. El módulo de deformación E_d se obtiene entonces como lo muestra la figura 2.48.

Se debe notar que los asentamientos calculados en la base de los resultados de la prueba de carga de la placa no incluyen el asentamiento de arrastre a largo plazo. En el presente, sólo se puede estimar por medio de la experiencia con estructuras de tamaño real. El asentamiento de arrastre observado en Oldbury^{1,21} fue como del 20 % del total. Hobbs^{1,26} sugirió que los asentamientos a largo plazo de las cimentaciones sobre tiza

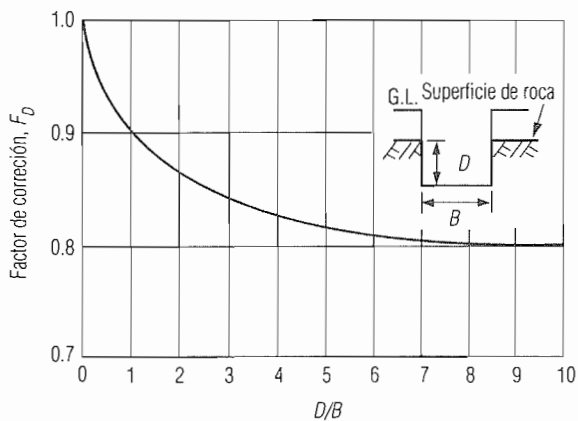


Figura 2.47. Factores de corrección para la profundidad del lecho de la cimentación bajo la superficie de roca.

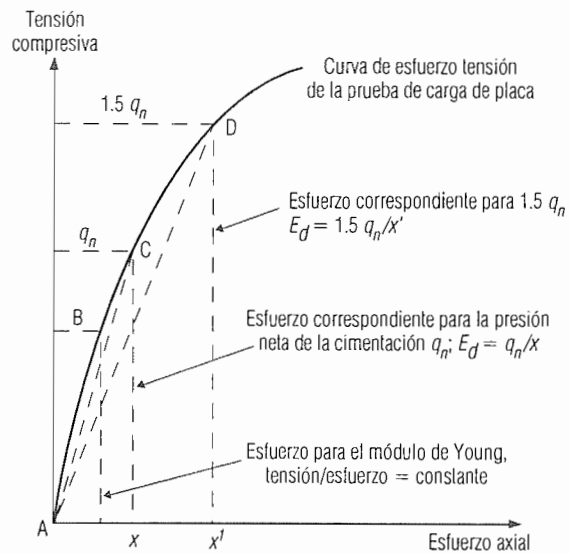


Figura 2.48. Determinación del módulo de deformación desde la curva de esfuerzo-tensión obtenida mediante pruebas de la carga de placa.

pueden ser de entre dos y cinco veces el asentamiento inmediato calculado.

Cuando las cimentaciones están sujetas a una carga cíclica, por ejemplo, las estructuras marinas expuestas a las fuerzas de impacto de las olas o cimentaciones o maquinaria de vaivén, las pruebas de carga de la placa también se pueden realizar bajo condiciones de carga cíclica a una presión máxima correspondiente a la presión de carga del diseño o de un simple múltiplo, digamos 1.5 veces su valor. Se puede encontrar que el módulo para esta carga cíclica sea diferente al de una aplicación sencilla de una carga estática. Las rocas fuertes con fisuras y juntas muy cerradas muestran un valor de módulo mayor bajo carga repetida, esto es, la condición de "endurecimiento por trabajo"; mientras que las rocas débiles erosionadas pueden mostrar un módulo menor o condición de "reblandecimiento por trabajo" debido a la caída de interpartículas en la masa de roca.

2.8. APLICABILIDAD DE MÉTODOS COMPUTARIZADOS AL ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

El uso de métodos basados en la computación, en la ingeniería de cimentaciones, no está tan desarrollado ni es tan extensivo como en otras áreas de la ingeniería civil, por ejemplo, la ingeniería estructural. Algunas razones para esto son realmente claras: por ejemplo, la mayoría de los suelos tienen

propiedades de rigidez caracterizadas por la no-linealidad o falta de elasticidad; con frecuencia son heterogéneos y pueden estar sujetos a estratigrafía complicada y la presencia del agua subterránea y su presión localizada tienen un mayor efecto en la fuerza de los suelos. La situación es más simple en otras áreas de la ingeniería en que el diseñador se topa con materiales que no dependen del sitio, sino que en su mayor parte son manufacturados (frecuentemente bajo condiciones de fábrica con los beneficios del control de calidad), y tienen propiedades críticas que por lo común son mucho menos complejas que las de los suelos. En consecuencia, los programas de cómputo para ingeniería geotécnica son, muchas veces, el resultado de un desarrollo *ad hoc* y sólo puede ser corrido por el autor del programa o por sus colegas inmediatos. Frecuentemente, estos programas no hacen más que calcular un método manual para lograr una mayor rapidez de cálculo y confiabilidad de la aritmética. En 1984, Smith^{2,42} estableció que no existían equivalentes geotécnicos tan didácticos y disponibles como los programas que existían para el análisis y diseño de ingeniería estructural. La literatura sobre ingeniería geotécnica tampoco contiene detalles de los programas en una escala comparable a la de la ingeniería estructural. El lector puede notar que en 1974, Bowles^{2,43} dio detalles de un número de programas geotécnicos con propósitos generales, pero más allá de eso, se ha encontrado poco fuera de publicaciones especializadas.

En secciones posteriores de este libro se mencionarán diversas aplicaciones de computadora para la ingeniería de cimentaciones, no necesariamente las más recientes o sofisticadas, aunque el objetivo es mostrar la aplicabilidad y accesibilidad cuando esto sea posible. Sin embargo, primero haremos algunos comentarios como antecedentes sobre una o dos técnicas que serán mencionadas con más frecuencia: el método de diferencia finita y el método del elemento finito.

2.8.1. El método de diferencia finita

Está basado en aproximaciones a derivadas, a un punto específico, de una función continua en términos de valores explícitos de esa función a un número de puntos discretos. Las expresiones básicas se pueden derivar por el teorema de Taylor. Por ejemplo, para $\phi(x)$ una función de x

$$\phi(x + b) = \phi(x) + b \frac{d\phi}{dx} + \frac{b^2}{2!} \frac{d^2\phi}{dx^2} + \frac{b^3}{3!} \frac{d^3\phi}{dx^3} + \dots \quad (2.57)$$

donde todas las derivadas ($d\phi/dx$, $d^2\phi/dx^2$, etc.) se determinan en el punto x .

Considere las secuencias de cinco puntos $i-2$ a $i+2$ alineados en la dirección x y a espaciamientos iguales b como lo muestra la figura 2.49. Al punto $i+1$, donde $x = x_i + b$

$$\phi_{i+1} = \phi_i + b \left(\frac{d\phi}{dx} \right)_i + \frac{b^2}{2!} \left(\frac{d^2\phi}{dx^2} \right)_i + \frac{b^3}{3!} \left(\frac{d^3\phi}{dx^3} \right)_i + \dots \quad (2.58)$$

Al punto $i-1$, donde $x = x_i - b$

$$\phi_{i-1} = \phi_i - b \left(\frac{d\phi}{dx} \right)_i + \frac{b^2}{2!} \left(\frac{d^2\phi}{dx^2} \right)_i - \frac{b^3}{3!} \left(\frac{d^3\phi}{dx^3} \right)_i + \dots \quad (2.59)$$

Restando la ecuación 2.59 a la 2.58 da

$$\left(\frac{d\phi}{dx} \right)_i = \frac{\phi_{i+1} - \phi_{i-1}}{2b} - \frac{b^2}{6} \left(\frac{d^3\phi}{dx^3} \right)_i + \dots \quad (2.60)$$

o, ignorando los términos de truncamiento en b^2 y mayor orden

$$\left(\frac{d\phi}{dx} \right)_i \doteq \frac{\phi_{i+1} - \phi_{i-1}}{2b} \quad (2.61)$$

En forma similar, las expresiones de diferencia finita para las otras derivadas ($d^2\phi/dx^2$), ($d^3\phi/dx^3$) y ($d^4\phi/dx^4$) se pueden establecer como las ecuaciones dadas en la figura 2.49.

También es posible obtener aproximaciones de diferencia finita para ecuaciones diferenciales parciales en las dos dimensiones de x y y . Éstas se ilustran en la figura 2.50. Es más conveniente representar las expresiones de una forma bidimensional. De hecho, la forma mostrada para $(\nabla^2\phi)_{i,j}$,

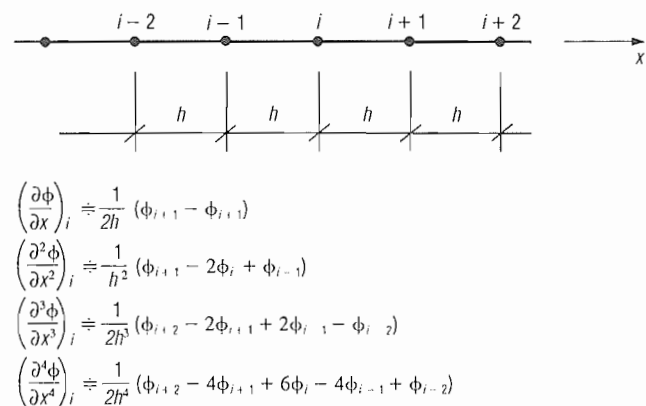


Figura 2.49. Aproximaciones de las diferencias finitas unidimensionales.

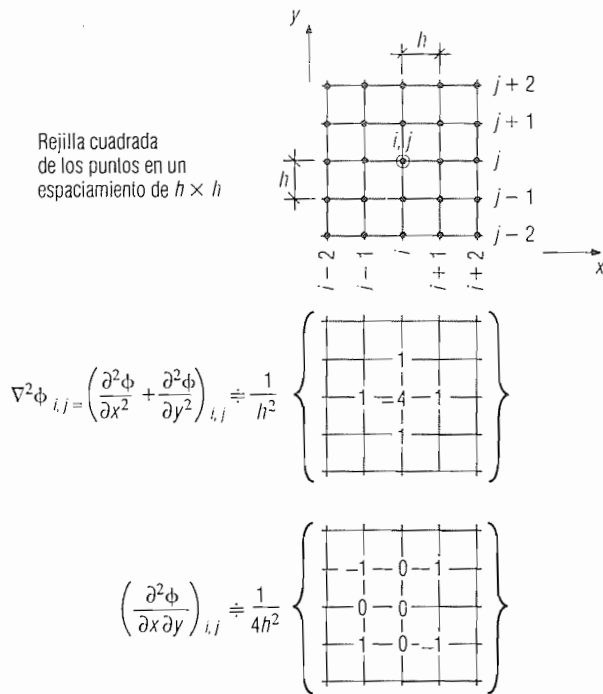


Figura 2.50. Aproximaciones de las diferencias finitas bidimensionales.

que es la aproximación para $[(\partial^2 \phi / \partial x^2) + (\partial^2 \phi / \partial y^2)]$ al punto i,j es equivalente de

$$(\nabla^2 \phi)_{i,j} \doteq \frac{1}{h^2} (\phi_{i-1,j} + \phi_{i+1,j} - 4\phi_{i,j} + \phi_{i,j-1} + \phi_{i,j+1}). \quad (2.62)$$

Como un ejemplo de cómo opera la técnica, considere el caso que se muestra en la figura 2.51 de una viga de un claro L , simplemente apoyada en cada orilla y que también deriva en soporte a partir de una cimentación Winkler de tipo resorte en la envergadura (esta es una cimentación en la que la reacción hacia arriba de resorte en un punto es directamente proporcional al movimiento hacia abajo de la superficie en ese punto). Esto puede representar una viga soportada por casquetes de pilar efectivamente rígidos y adicionalmente ganar soporte con el suelo bajo su plafón (*soffit*). La ecuación diferencial que lo gobierna se muestra en la figura como

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{\omega}{EI} - \frac{k}{EI} y. \quad (2.63)$$

Adicionalmente, las condiciones limitantes son tanto la deflexión como el momento flexionante y son iguales a cero en cada extremo de la viga,

$$\left. \begin{aligned} y &= 0 & \text{en } x = 0 & \text{ y } x = L \\ \frac{d^2 y}{dx^2} &= 0 & \text{en } x = 0 & \text{ y } x = L \end{aligned} \right\} \quad (2.64)$$

Considerando el modelo más simple posible con la viga dividida en dos mitades da cinco puntos discretos para el cálculo, un punto, 1, definiendo la deflexión a la mitad de la envergadura y los otros cuatro asociados con las condiciones limitantes.

Aplicando la aproximación de diferencia finita a la ecuación diferencial que lo gobierna da:

$$\frac{1}{h^4} (y_{-1} - 4y_0 + 6y_1 - 4y_2 + y_3) = \frac{\omega}{EI} - \frac{k}{EI} y_1. \quad (2.65)$$

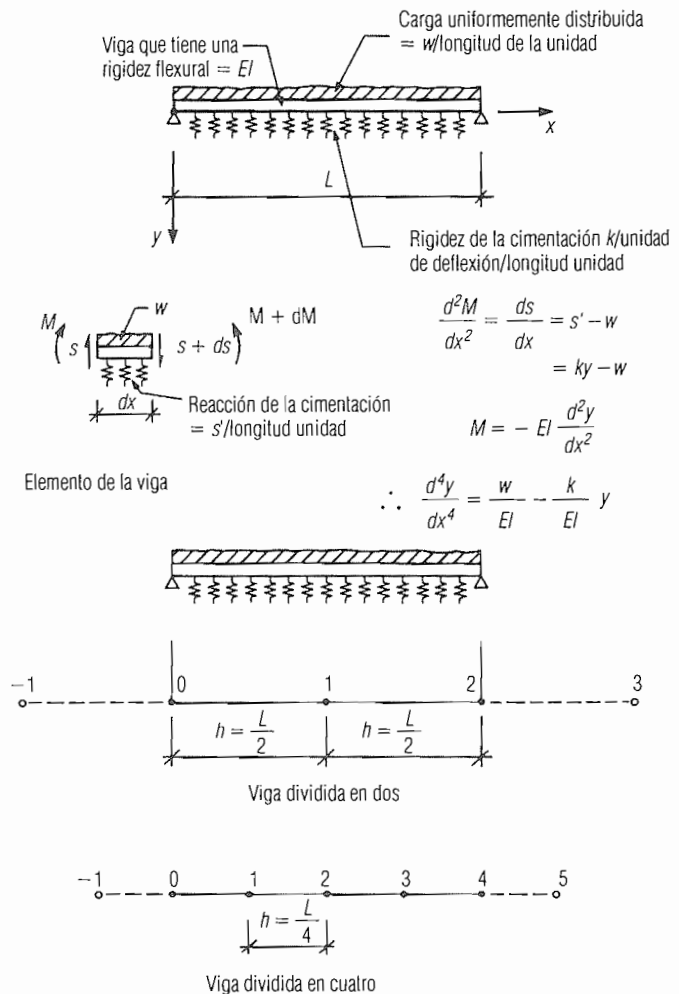


Figura 2.51. Losa de la cimentación soportando una carga distribuida uniformemente.

Las condiciones limitantes resultan en

$$y_0 = y_2 = 0 \quad (2.66)$$

$$\left. \begin{aligned} & \frac{1}{b^2}(y_{-1} - 2y_0 + y_1) = \frac{1}{b^2}(y_1 - 2y_2 + y_3) = 0 \\ & y_{-1} = y_3 = -y_1 \end{aligned} \right\} \quad (2.67)$$

Al sustituir las ecuaciones 2.66 y 2.67 en la ecuación 2.65

$$y_1 = \frac{\omega L^4}{(64EI + KL^4)} \quad (2.68)$$

Si k es considerado como cero, entonces la deflexión media de envergadura indicada se convierte en $\omega L^4/64EI$, que es 20 % mayor al valor teórico de $5\omega L^4/384EI$.

Para obtener una mayor precisión, la viga se puede subdividir en cuatro como lo muestra la parte inferior de la figura 2.51. La aplicación de las expresiones de diferencia finita resultarán en tres ecuaciones simultáneas en y_2 , y_3 y y_4 . La solución de ellas resultará en una deflexión media de envergadura calculada de

$$y_2 = \frac{\omega L^4}{EI} \left[\frac{3584 + \frac{kL^4}{EI}}{\left(1536 + \frac{kL^4}{EI}\right)^2 - (1024 \times 2048)} \right] \quad (2.69)$$

Si k se toma como cero, entonces, la deflexión central de envergadura $0.0137\omega L^4/EI$, que es 5 % mayor a la respuesta correcta. Se puede lograr mayor precisión al incrementar el número de segmentos en los cuales se divide la viga. Sin embargo, esto resulta en un gran número de ecuaciones simultáneas, y puede apreciarse que, para otros problemas comparativamente simples, como el ejemplo dado aquí, el uso de un programa de computación para obtener velocidad y certeza en el cálculo se convierte virtualmente en necesario. La necesidad de métodos computarizados de solución se vuelve aún más apremiante en el caso de problemas bidimensionales.

Las técnicas de diferencia finita también se pueden utilizar para resolver problemas dependientes del tiempo, como la consolidación unidimensional (véase sección 2.8.4) y el flujo de calor (véase sección 3.1), pero la descripción del procedimiento detallado está fuera de la visión de este libro, y únicamente se hace referencia a otros textos, como la referencia 2.47.

2.8.2. El método de elemento finito

En esta técnica, el dominio (uni, bi o tridimensional) en el cual el problema particular se investigará se subdivide en un número de áreas discretas o elementos. Dentro de cada uno de estos elementos se asume que ciertas propiedades de los materiales (como el módulo Young, la permeabilidad, la conductividad termal) serán constantes, y ciertas variables (como la deformación, el gradiente potencial) varían con una tendencia definida; por ejemplo, dependiendo del tipo de elemento, la deformación se debe definir como constante, o variar lineal o cuadráticamente, etc. Los elementos adyacentes se interconectan en puntos nodales. La figura 2.52 muestra ejemplos de los acomodos de elementos que involucran elementos triangulares, cuadrados y rectangulares para representar problemas bidimensionales.

En el caso de un análisis para determinar los desplazamientos y los esfuerzos dentro de un dominio, se asume que los desplazamientos varían dentro de cada elemento de acuerdo con una función de desplazamiento que satisface el requerimiento para compatibilidad de los desplazamientos. Al utilizar la función de desplazamiento y las propiedades físicas de material limitado por el elemento, es posible programar las expresiones que relacionan los desplazamientos y las fuerzas en los puntos nodales del elemento. Estas expresiones se pueden representar en una matriz para obtener la matriz de rigidez de los elementos. Al superponer todas las matrices de rigidez de los elementos individuales, se obtiene la matriz total o global para el dominio entero. Después de definir las condiciones limitantes y las cargas aplicadas, se obtiene un conjunto de ecuaciones simultáneas al relacionar los desplazamientos de punto nodal, los términos de rigidez global y las cargas aplicadas. En forma de matriz, las ecuaciones se representan por

$$[K] \{\delta\} = \{P\} \quad (2.70)$$

donde

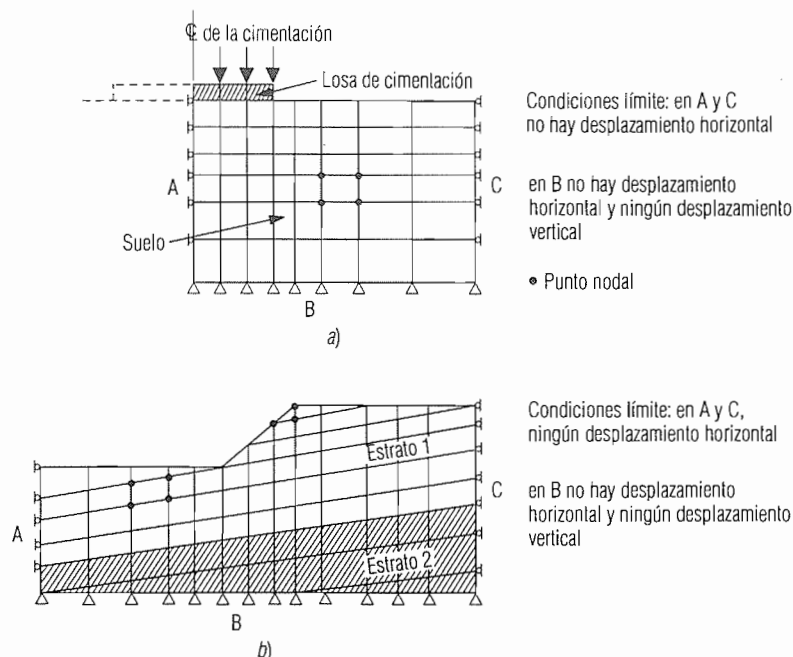


Figura 2.52. Modelos de elemento finito: a) Losa de cimentación en el terreno usando elementos rectangulares
 b) Inclinación con elementos triangulares y cuadriláteros.

$[K]$ = matriz global de rigidez

$\{\delta\}$ = vector de los desplazamientos del punto nodal

$\{P\}$ = vector de las cargas aplicadas

Al conocer $[K]$ y $\{P\}$, la solución de las ecuaciones da $\{\delta\}$. Al utilizar los desplazamientos de punto nodal para un elemento y las propiedades de rigidez del elemento, se calculan los esfuerzos y la deformación del elemento.

A pesar de que involucra cálculos más elaborados que el método de diferencia finita, el método de elemento finito es considerablemente más versátil desde el punto de vista de que maneja geometría más compleja y variaciones en las propiedades del material, ambos puntos presentan dificultades en el método de diferencia finita. Además, el método de elemento finito se ha utilizado extensivamente para obtener soluciones a problemas que involucran un comportamiento no lineal de los materiales, un aspecto particularmente relevante en suelos, más adelante se mencionan algunos ejemplos.

Varios textos básicos buenos, como el de Cheung y Yeo,^{2.44} están disponibles para quien desee familiarizarse con los detalles del método de elemento finito. Zienkiewicz^{2.45} proporciona una mayor cobertura y tratamiento del tema. Para quien desee no sólo entender los detalles del método, sino también formar una biblioteca de programas capaz de manejar un amplio rango de problemas en ingeniería geotécnica, se recomienda el libro de Smith.^{2.46}

2.8.3. Aplicación de técnicas de elemento finito a la delineación de zonas sobreesforzadas bajo grandes cimentaciones

Un rasgo del método de elemento finito es que cuando se modela el comportamiento no lineal de los suelos, se incluye un criterio flexible, como el de Von Mises o Mohr-Coulomb, se puede indicar el desarrollo progresivo de zonas flexibles, por lo tanto representar el inicio progresivo de la falla.

La figura 2.53 ilustra esto para el caso de una base de zapata corrida sobre arcilla saturada no drenada. A una presión de contacto igual al 60 % del valor final, se puede observar la formación de una zona de falla dentro de la arcilla.

Subsecuentemente, el análisis indica un colapso a una presión de contacto casi idéntica a las predicciones teóricas de Prandtl y Hill. Se debe notar que existen muchas situaciones en que una falla en el suelo estrictamente localizada no ampara la eficiencia de la estructura soportada por el suelo: por ejemplo, el suelo a poca profundidad justo enfrente de un pilote anclado que retiene el muro, casi siempre habrá alcanzado una condición local de falla pasiva, pero sin detrimento para el muro en general.

La figura 2.54 da un ejemplo, en una escala mayor, y muestra el desarrollo de la falla como lo indica el modelo de elemento finito del suelo bajo una cimentación grande suje-

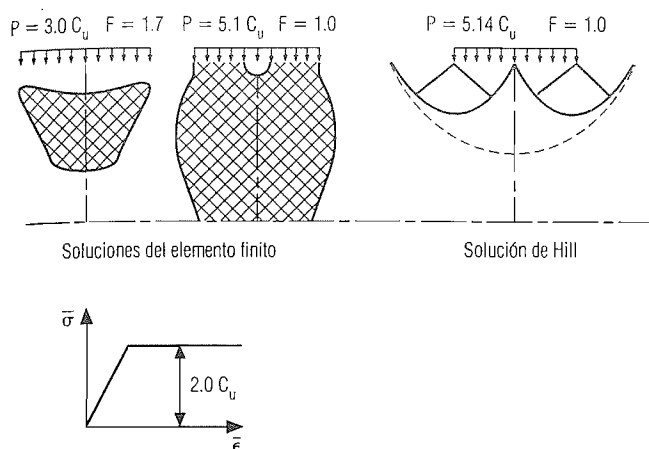


Figura 2.53. Zonas de falla bajo la cimentación de zapata corrida sobre una arcilla no drenada y saturada (tomado de Smith ^{2.48}).

to a carga tanto horizontal como vertical, en este caso, un extremo lejano de una estructura de base de concreto gravitacional.

2.8.4. Aplicación de técnicas de elemento finito al cálculo de asentamientos de cimentaciones

La disponibilidad de la computadora hizo posible el rápido análisis de los problemas concernientes al asentamiento de cimentaciones. Los programas de elemento finito de propósitos generales se pueden utilizar en circunstancias en que el suelo puede estar razonablemente representado por un comportamiento elástico lineal. Sin embargo, se debe reconocer que el mayor éxito de dichas aplicaciones ha sido en casos en que las propiedades elásticas del suelo se han derivado del análisis anterior de mediciones en campo para casos similares en estratos semejantes. Muchos programas de elemento finito de propósito general también pueden modelar el comportamiento bilineal elastoplástico de fuerza/tensión de los materiales de acuerdo con el criterio de falla como el de Von Mises, esta instalación puede utilizarse en el análisis de esfuerzo total del asentamiento inmediato de arcillas no drenadas.

Los métodos analíticos basados en la computación se han desarrollado para suministrar una generalización del comportamiento de tensión/deformación y presión y dureza de los suelos dependientes del esfuerzo. Estos aspectos particulares se reconocen en el trabajo de Duncan y Chang^{2.49} donde desarrollaron una relación no-lineal de esfuerzo/presión que se puede

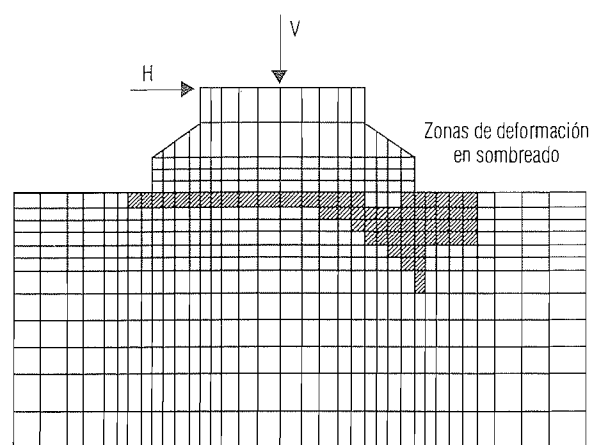


Figura 2.54. Zonas de falla bajo la cimentación de zapata corrida sujeta a carga inclinada (tomado de Smith ^{2.48}).

utilizar en el análisis de elemento finito de un amplio rango de problemas geotécnicos.

Duncan y Chang extendieron su trabajo previo en la representación de la relación de tensión/deformación tanto a la arcilla como a la arena por hipérbole. La forma general de la curva que ellos propusieron se muestra en la figura 2.55. El módulo inicial de tangente, E_i , se obtiene con

$$E_i = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (2.71)$$

donde

- K = número de módulo (adimensional)
- p_a = presión atmosférica
- σ_3 = presión principal menor
- n = exponente (adimensional)

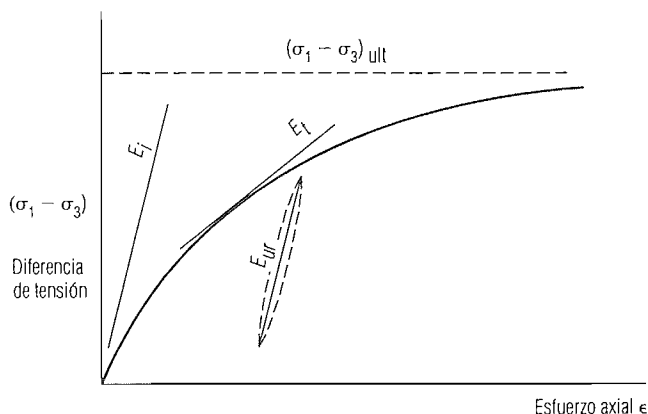


Figura 2.55. Curva hiperbólica de tensión-esfuerzo para suelos (tomado de Duncan y Chang^{2.49}).

El criterio de falla de Mohr-Coulomb se utiliza para dar

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = \frac{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2.72)$$

donde

c = cohesión

ϕ = ángulo de fricción interna

El módulo de tangente, E_t , se obtiene con

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \right]^2 E_i \quad (2.73)$$

donde

R_f = la proporción de falla (típicamente en el rango 0.75 a 1.0)

σ_1 = esfuerzo mayor principal

Finalmente, la rigidez de un curso de descarga-recarga a partir de la curva inicial de carga se obtiene con

$$E_{ur} = K_{ur} P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (2.74)$$

donde

K_{ur} = número de módulo para descarga/recarga

Duncan y Chang^{2,49} describen el uso de esta fórmula en los análisis de elemento finito para calcular los asentamientos para una base cuadrada sobre arena y una circular sobre arcilla saturada, no drenada. Los análisis fueron conducidos en la siguiente secuencia.

a) Calcular los valores iniciales de esfuerzos por peso propio horizontales y verticales σ_{x0} y σ_{y0} en los elementos del suelo (τ_{xy0} es cero), y a partir de estos valores, definir los valores de E .

b) Aplicar el primer incremento de carga y calcular primero las deflexiones y los incrementos de esfuerzos. Agregar éstos a deflexiones previas (nada) y a esfuerzos previos. A partir de los valores de esfuerzos acumulativos, calcular σ_1 y σ_3 y por tanto el valor E para cada elemento.

c) Aplicar el segundo incremento de carga y calcular las segundas deflexiones y los incrementos de esfuerzos. Agregar éstos a deflexiones acumulativas previas, esfuerzos, etcétera.

Los resultados obtenidos se muestran en la figura 2.56 para las zapatas corridas en arenas y en la figura 2.57 para las circulares en arcilla. Se puede observar que los valores del asentamiento obtenidos con los análisis de elemento finito van de acuerdo con los resultados de las pruebas modelo en arena y con la teoría elastoplástica de las zapatas sobre arcilla.

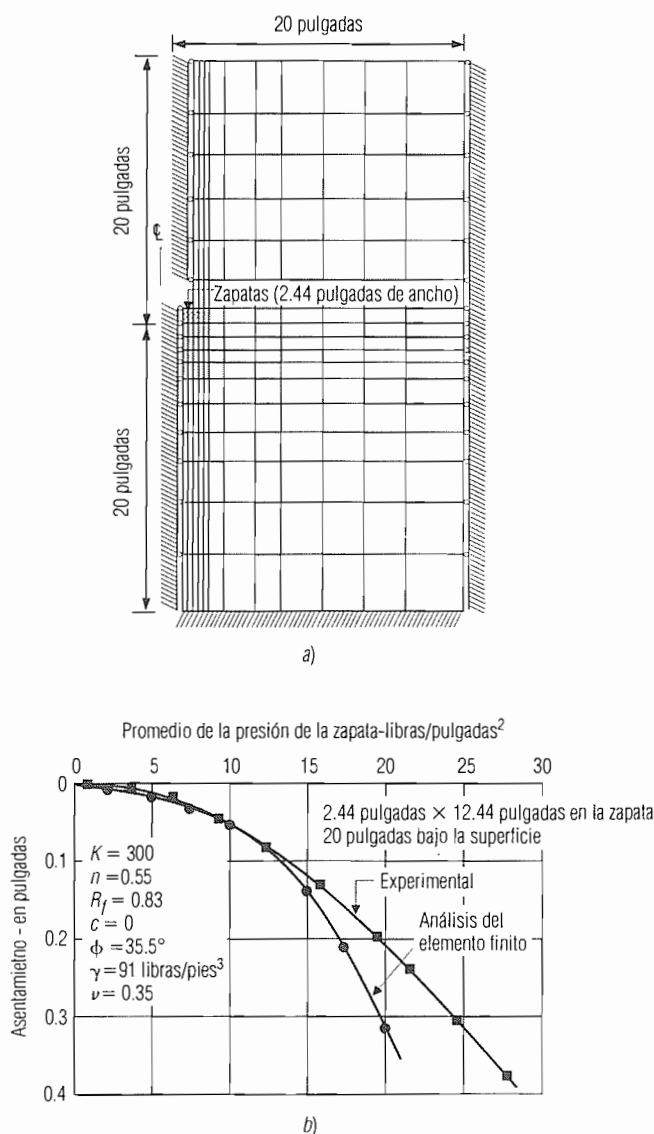
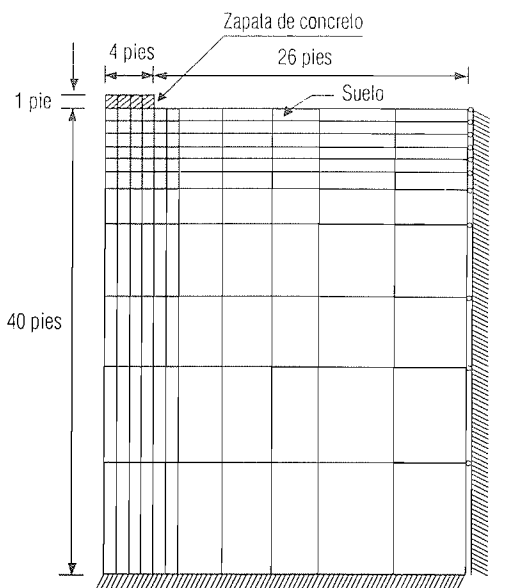
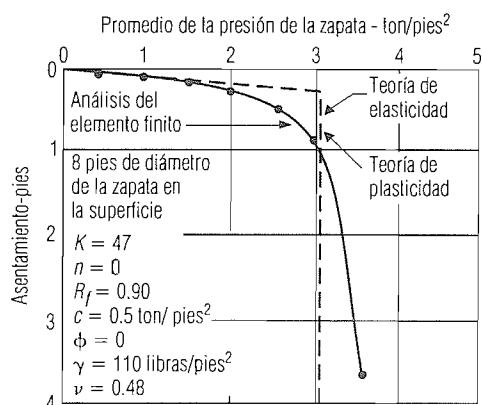


Figura 2.56. Un análisis lineal de elemento finito de un modelo de cimentación de zapata corrida en arena (tomado de Duncan y Chang^{2,49}): a) Representación del elemento finito; b) Comparación del comportamiento predicho y del comportamiento modelo.



a)



b)

Figura 2.57. Análisis no lineal de elemento finito de un cimentación circular en arcilla (tomado de Duncan y Chang^{2,49}): a) Representación del elemento finito; b) Comparación del comportamiento predicho y el comportamiento del área.

Además del análisis no lineal para obtener valores de asentamiento instantáneo para arenas y arcillas saturadas no drenadas, los métodos computarizados se han aplicado para evaluar los asentamientos ocasionados por la consolidación. Los métodos, tanto de elemento finito como de diferencia finita, se han utilizado para este propósito. CONSYST y SETTLE son dos programas basados en la diferencia finita para análisis bidimensionales de consolidación que han estado disponibles en el Departamento de computación del Reino Unido desde fines de la década de los 70. CONSYST fue desarrollado por una compañía especializada, y SETTLE por la Highway Engineering Computer Branch (HECB) (Rama

de Computación de Ingeniería de Carreteras) del Departamento de Transporte. También han aparecido varios programas de elemento finito que tienen la habilidad de modelar la consolidación. De estos, CRISTINA y subsecuentemente CRISP fueron desarrollados en la Universidad de Cambridge y se han incorporado al modelo Cam-Clay y, por lo tanto, están dirigidos al análisis de la consolidación de arcillas suaves. SAFE, un programa de elemento finito desarrollado por la Fraternidad Ove Arup,^{2,50} utiliza la fórmula del Modelo LC y es relevante para la consolidación de arcillas rígidas preconsolidadas.

A pesar de que desde hace varios años han existido programas de computación para la predicción del comportamiento de consolidación, sólo ha habido algunos estudios publicados en que los valores calculados del asentamiento y de la presión del agua de poro se comparan con las mediciones en campo. Smith y Hobbs^{2,51} reportaron comparaciones en mediciones de campo y calcularon los resultados para la consolidación bajo terraplenes.

La técnica del elemento limitante/elemento superficie también tiene aplicabilidad para la computación de asentamiento. Esto se menciona en la sección 5.8.

2.9. EJEMPLOS SOBRE EL CAPÍTULO 2

Ejemplo 2.1

Un tanque de agua de 5 m de ancho por 20 m de largo será construido a una profundidad de 0.8 m bajo el nivel del suelo. La profundidad de agua en el tanque es de 7.5 m. Las perforaciones mostraron arena suelta a medio densa, normalmente consolidada, con el manto freático a 2 m bajo el nivel del suelo. Las pruebas estándar de penetración hechas en las excavaciones dan los valores mostrados en la siguiente tabla. Es deseable mantener los asentamientos a un valor pequeño. Determine el ancho requerido de la losa de concreto de la cimentación.

Del Apéndice A, la densidad de la arena se puede tomar como 1.70 Mg/m³.

Presión de carga neta en la base del tanque,

$$\begin{aligned} q_n &= q - p \\ &= (7.50 - 0.80 \times 1.70) \times 9.807 \\ &= 60.2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Al aplicar los factores de corrección de Thorburn a los valores de las pruebas de penetración estándar (véase figura 2.20), obtenemos

Profundidad bajo el nivel de tierra (m)	Valor N no corregido	Valor N corregido
1.50	5	13
2.50	7	14
3.50	10	19
4.50	12	22
5.50	12	21
6.50	13	22

Al tomar la resistencia corregida de penetración promedio (N) de 18, la referencia a la figura 2.19 muestra que la presión de carga permisible para una cimentación de 5 m de ancho es de 65 kN/m². (El valor correspondiente a $N = 18$ es la mitad debido a la proximidad del manto freático a la cimentación.) Por lo tanto, será conveniente adoptar una losa de un ancho igual al del tanque.

El asentamiento causado por la presión neta de 60.2 kN/m² se puede calcular con el método de Burland y Burbridge. De la figura 2.31, $I_c = 6/100$ para $N = 10$ no corregido.

$$\text{Factor de forma} = f_s = \left(\frac{1.25 \times 4}{4 + 0.25} \right)^2 = 1.4$$

$$\text{Factor de grosor de la arena} = f_f = 1$$

$$\text{Factor de tiempo} = f_t = \left(1 + 0.3 + 0.2 \log \frac{30}{3} \right) = 1.5$$

para un periodo de 30 años

$$\text{Asentamiento promedio a 30 años} = 1.4 \times 1 \times 1.5 \times 60.2 \times 5^{0.7} \times 6/100 = \underline{23 \text{ mm}}$$

De la figura 2.31, los valores máximo y mínimo de I_c son 20 y 3×10^{-2} . Por tanto

$$\text{asentamiento máximo} = 23 \times 20/6 = \underline{76 \text{ mm}}$$

$$\text{asentamiento mínimo} = 23 \times 3/6 = \underline{12 \text{ mm}}$$

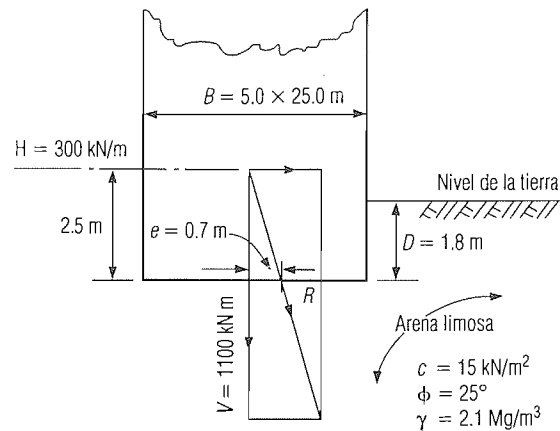


Figura 2.58

Ejemplo 2.2

El muro de contención que se muestra en la figura 2.58 lleva una carga horizontal de 300 kN/m hasta un punto a 2.5 m sobre la base, y una carga vertical aplicada en el centro 1100 kN/m. Está cimentado a una profundidad de 1.8 m sobre arena limosa. Determine el factor de seguridad contra la falla general por deslizamiento de la base del muro.

A partir de estas condiciones, se puede utilizar la ecuación 2.4 para obtener la capacidad de carga final del suelo.

Al resolver las fuerzas horizontal y vertical, la R resultante corta la base a una distancia de 0.7 m del centro del muro. Por tanto, a partir de la ecuación 2.6,

$$B' = 5.0 - 2 \times 0.7 = 3.6 \text{ m}; L' = L = 25 \text{ m}$$

De la figura 2.9, para $\phi = 25^\circ$,

$$N_c = 21, N_q = 11 \text{ y } N_\gamma = 8$$

De la figura 2.13, para $H/B'L'c + V \tan \phi = 300/3.6 \times 25 \times 15 + 1100 \tan 25^\circ = 0.16$ y $H/V + B'L'c \cot \phi = 0.08$,

$$i_c = 0.88, i_q = 0.87 \text{ e } i_\gamma = 0.75$$

De la ecuación 2.7,

$$\text{Factor de forma } s_{cB} = 1 + 0.2 \times 0.88 \times 3.6/25 = 1.03$$

De la ecuación 2.9,

$$\text{Factor de forma } s_{cB} = 1 + \sin 25^\circ \times 0.87 \times 3.6/25 = 1.05$$

De la ecuación 2.11,

$$\text{Factor de forma } s_{\gamma B} = 1 - 0.4 \times 0.75 \times 3.6/25 = 0.96.$$

De la figura 2.12, para $D/B' = 1.8/3.6 = 0.5$.

Factor de profundidad, $d_c = 1.2$.

De la ecuación 2.13,

$$d_q = 1.2 - \frac{1.2 - 1}{11} = 1.18 \text{ y } d_\gamma = 1.$$

La base del muro y la superficie del suelo están nivelados, por lo tanto, los factores de inclinación de la base y del suelo son iguales a la unidad. De este modo, de la ecuación (2.4),

$$\begin{aligned} q_f &= 15 \times 21 \times 1.03 \times 1.2 \times 0.88 + 1.8 \times 2.1 \times \\ &\quad 9.807 \times 11 \times 1.05 \times 1.18 \times 0.87 + 1/2 \times 2.1 \\ &\quad \times 9.807 \times 3.6 \times 8 \times 0.96 \times 1 \times 0.75 \\ &= 342.6 + 439.5 + 213.5 = 995.6 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Presión de carga para ancho efectivo de la cimentación

$$= \frac{1100}{3.6} = 305.6 \text{ kN/m}^2;$$

así

Factor de seguridad contra falla general por cortante

$$= \frac{995.6}{305.6} = 3.3$$

que es satisfactorio.

Ejemplo 2.3.

Un edificio público consiste en una torre central alta con costados de tres pisos proyectados a ambos lados. La estructura de la torre central está sostenida por cuatro columnas ampliamente espaciadas, cada una sostiene una carga combinada muerta y viva representativa mantenida de 2400 kN inclusive de la subestructura. Las perforaciones mostraron que bajo una capa delgada de suelo superior existía arcilla London rígida fisurada seguida por arena densa. Las pruebas realizadas en muestras no alteradas de varias perforaciones dieron la proporción esfuerzo cortante-profundidad que se muestra en la figura 2.59. Para una

proporción E_d/c de 400, el valor E_d a nivel de la cimentación es, conservadoramente, de 30 MN/m². Determine las profundidades requeridas de la cimentación y la presión de carga permisible para la torre y los costados de tres pisos.

Por la diferencia en las condiciones de carga entre la torre y los costados, se debe investigar la posibilidad de un asentamiento diferencial entre estas partes del edificio.

Al trabajar primero con la torre central, el reconocimiento de la figura 2.59 muestra que es deseable llevar las cimentaciones de las columnas a una profundidad como de 2 m para tomar ventaja del suelo más rígido. Cimentar a un nivel más alto requeriría de cimentaciones excesivamente grandes, por lo tanto complicaría las cimentaciones de los costados y su conexión con la torre. A una profundidad de 2 m, el esfuerzo cortante de la sección agrietada es aproximadamente de 85 kN/m².

El factor aproximado de capacidad de carga N_c para cimentaciones cuadradas o circulares poco profundas es de 7.5. Por lo tanto, de la ecuación 2.24,

$$\begin{aligned} \text{La capacidad de carga final, } q_f &= 85 \times 7.5 + 37 \\ &= 675 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Como el esfuerzo cortante de la sección agrietada está considerablemente debajo del promedio del esfuerzo de corte, un factor de seguridad de 2.5 debe ser adecuado para mantener los asentamientos dentro de límites tolerables y, por lo tanto, el valor de carga esperado será de 270 kN/m² aproximadamente.

El tamaño requerido para la cimentación de la columna $= \frac{2400}{270} = 8.9 \text{ m}^2$, es decir 3 m².

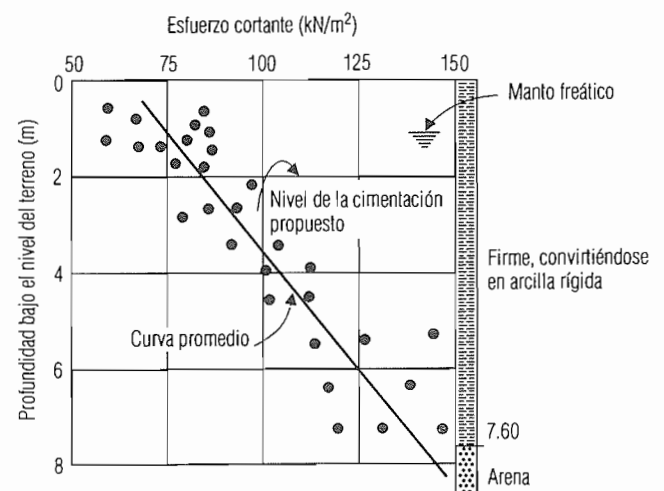


Figura 2.59. Curva de profundidad-esfuerzo cortante.

Ahora, es necesario revisar el factor de capacidad de carga refiriéndose a la figura 2.18 para

$$\frac{D}{B} = \frac{2}{3} = 0.66, \quad N_c = 7.3.$$

Por lo tanto, no es necesario cambiar el valor esperado de carga de 270 kN/m². Ahora se debe calcular el asentamiento total bajo esta presión.

Cálculo del asentamiento neto inmediato al centro del área de carga.

Presión neta de la cimentación,

$$q_n = 270 - 1.90 \times 2 \times 9.807 \\ = 233 \text{ kN/m}^2.$$

De la ecuación 2.43, para $L/B = 1$, $H/B = 5.6/3 = 1.9$ y $D/B = 2/3 = 0.66$, $\mu_1 = 0.50$ y $\mu_0 = 0.93$ (figura 2.37). Así,

$$\rho_i = \frac{0.50 \times 0.93 \times 233 \times 3 \times 1000}{30 \times 1000} = 10.8 \text{ mm es} \\ = \text{decir } 10 \text{ mm.}$$

Cálculo del asentamiento de consolidación ρ_c . El suelo bajo el nivel freático estará saturado y permitirá un incremento en la presión en la arcilla bajo el nivel freático; así la presión original de sobrecarga (*overburden*) antes de aplicar la carga de la cimentación p_o está dada por

$$p_o = [1.90 \times 1.2 + (1.90 - 1.00) 0.8] \times 9.807 \\ = 29 \text{ kN/m}^2.$$

Como ya se calculó, la presión neta de la cimentación, $q_n = 233 \text{ kN/m}^2$. Ahora se debe calcular la distribución de la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*), p_o , y el esfuerzo vertical inducido, σ_z , a lo largo de la profundidad del estrato de arcilla como lo muestra la figura 2.60. La distribución del esfuerzo vertical se obtiene con los factores que se muestran en la figura 2.29. Ya que sólo se tiene un resultado de la prueba de consolidación, se deben basar los cálculos para ρ_c en la curva p - e que se muestra en la figura 2.61. Ya que el estrato de arcilla es relativamente espeso, se debe dividir en capas horizontales de 1.4 m de grosor y calcular por separado el asentamiento de cada capa. El cálculo se muestra en forma tabular.

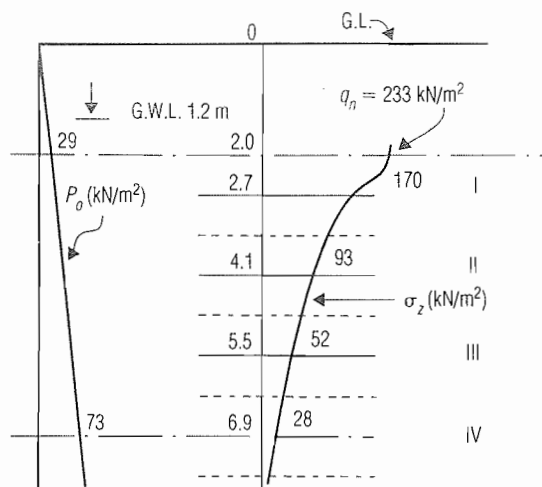


Figura 2.60. Distribución de la presión vertical.

Para obtener el asentamiento neto de consolidación, ρ_c , se debe reducir el asentamiento por odómetro, ρ_{oed} entre un factor que se puede tomar como 0.5 para la arcilla London. Por lo tanto,

$$\rho_c = 0.5 \times 43 = 22 \text{ mm.}$$

ρ_c puede ser reducido con un factor de profundidad. De la figura 2.40, el factor de profundidad para $D/\sqrt{ab} = 0.66$ es 0.80. Por lo tanto, el asentamiento corregido es $22 \times 0.80 = 18 \text{ mm}$, es decir, 20 mm.

Cálculo del rango de asentamiento de consolidación. Por pruebas de laboratorio, el coeficiente de consolidación $c_v = 0.0139 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$. La arena que antecede a la arcilla actúa como capa de drenado, también el concreto de la cimentación se debe considerar como más permeable que la arcilla.

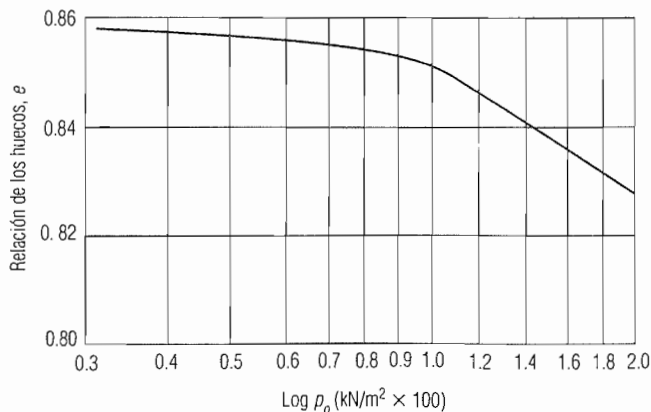


Figura 2.61. Curva de la proporción de huecos-presión.

Tabla 2.9. Cálculo del asentamiento de consolidación para cada capa.

Capa No.	Profundidad de la capa (m)	Profundidad al centro de la capa (m)	Espesor de la capa, H (m)	Presión original efectiva de sobrecarga (overburden), P_o a centro del estrato (kN/m^2)	Esfuerzo vertical σ_z debido a la presión neta q_n (kN/m^2)	Presión efectiva resultante al centro del estrato, $P_o + \sigma_z$ (kN/m^2)	Proporción de huecos en P_o , e_1	Proporción de huecos en $P_o + \sigma_z$, e_2	$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$	Asentamiento de la capa, $\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \times H \times 1000$ (mm)
1	2.0-3.4	2.7	1.4	36	170	206	0.858	0.827	0.0167	23
2	3.4-4.8	4.1	1.4	48	93	141	0.856	0.839	0.0092	13
3	4.8-6.2	5.5	1.4	60	52	112	0.855	0.848	0.0038	5
4	6.2-7.6	6.9	1.4	73	28	101	0.854	0.851	0.0016	2

Asentamiento del odómetro total de la capa de arcilla, $\rho_{oed} = 43$ mm

Por lo tanto, el drenado es en dos direcciones. Ya que la arena es mucho más porosa que el concreto, la mayor parte del agua expelida durante el proceso de consolidación viajará hacia la capa de arena. Sin embargo, para los propósitos de calcular el rango de asentamiento, será adecuadamente preciso considerar un drenaje igual hacia ambas direcciones.

Para un drenaje en dos direcciones, los factores de tiempo T_{50} y T_{90} para el 50 y el 90 % de consolidación de la curva $U_1 - T$ del Tipo 1 en la figura 2.42 son

$$T_{50} = 0.20, \quad T_{90} = 0.85, \quad d = \frac{H}{2} = 2.8 \text{ m}$$

Por lo tanto, con la ecuación 2.51, el tiempo requerido para el 50 % de consolidación,

$$t_{50} = \frac{T_{50} d^2 \times 10^{-7}}{3.154 \times c_v} = \frac{0.20 \times 2.8^2 \times 10^{-7}}{3.154 \times 0.0139 \times 10^{-6}} = \underline{\underline{3.5 \text{ años (aprox.)}}}$$

En forma similar,

$$t_{90} = \frac{0.85 \times 2.8^2 \times 10^{-7}}{3.154 \times 0.0139 \times 10^{-6}} = \underline{\underline{15 \text{ años (aprox.)}}}$$

$$\begin{aligned} \text{Asentamiento neto después de cuatro años} &= \rho_i + 50\% \rho_c \\ &= 10 + 0.5 \times 20 \\ &= 20 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asentamiento neto total después de 20 años} &= 10 + \frac{90}{100} \times 20 \\ &= 28 \text{ mm} \\ &\text{es decir } 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Por otro lado, de la relación de Burland, Broms y De Mello:

$$\text{Asentamiento inmediato} = 0.5 \times \rho_{oed} = 0.5 \times 43 = 22 \text{ mm}$$

$$\text{Asentamiento final} = \rho_{oed} = 43 \text{ mm, es decir } 40 \text{ mm.}$$

Con el orden relativamente bajo de asentamiento, no existe necesidad particular de calcular el rango de asentamiento durante el periodo de construcción o de trazar una curva de asentamiento por tiempo.

Si el estrato de arena no estuviera presente, el drenado sería únicamente en una dirección (esto es, verticalmente hacia arriba). Entonces utilizaríamos la curva $U_3 - T$ del Tipo 3 en la figura 2.42.

De esta curva,

$$T_{50} = 0.09, \quad T_{90} = 0.72, \quad d = H = 5.6 \text{ m}$$

Por lo tanto, el tiempo requerido para el 50 % de la consolidación,

$$\begin{aligned} t_{50} &= \frac{0.09 \times 5.6^2 \times 10^{-7}}{3.154 \times 0.0139 \times 10^{-6}} \\ &= \underline{\underline{6.5 \text{ años (aproximadamente)}}} \end{aligned}$$

En forma similar,

$$t_{90} = \frac{0.72 \times 5.6^2 \times 10^{-7}}{3.154 \times 0.0139 \times 10^{-6}} \\ = \underline{\underline{50 \text{ años (aproximadamente)}}$$

Cimentación con base en zapatas corridas para costados de tres pisos. Debido a que la estructura, cimentada sobre arcilla rígida fisurada, estará sujeta a dilatación y contracción por cambio de estación. Ya que éste es un edificio público, presumiblemente con altas normas de terminado y de mano de obra, cualquier cuarteadura debido a movimientos durante estaciones del año sería insignificante. Si llevamos las cimentaciones a 1.2 m de profundidad, éstas quedarían bajo la zona de movimiento del suelo. Sin embargo, esta altura sería la del manto freático, y no se desea que la arcilla en la cimentación se vuelva suave durante la excavación. Por lo tanto, lo mejor es seleccionar un nivel de cimentación algunos centímetros arriba del nivel del manto freático, esto es, 1.15 m. De la figura 2.59, el esfuerzo cortante de la sección agrietada a este nivel es de 75 kN/m².

Para una cimentación con base en zapata corrida poco profunda, la capacidad de carga final q_{nf} es del orden de seis veces el esfuerzo cortante. Por lo tanto,

$$q_{nf} = 6 \times 75 = 450 \text{ kN/m}^2$$

Para una carga neta de 120 kN/m, con un factor de seguridad de 2.5, ancho B requerido para la cimentación,

$$B = \frac{120 \times 2.5}{450} = 0.66 \text{ m}$$

Usando esta primera aproximación, el factor N_c de la capacidad de carga se lee en la figura 2.18 para una proporción de profundidad-ancho de $1.15/0.66 = 1.75$. La figura 2.18 da $N_c = 6.9$, usando este valor.

$$q_{nf} = 6.9 \times 75 = 517 \text{ kN/m}^2$$

Así con un factor de seguridad de 2.5.

$$\text{Ancho requerido para la cimentación} = \frac{120 \times 2.5}{517} = 0.58 \text{ m}$$

En la práctica, se requiere de una cimentación más ancha, ya que la base del muro será de 328 mm de ladrillo, se debe

tener una cimentación de concreto 150 mm más ancha que el muro de cada lado para dejar espacio a que las capas de ladrillo trabajen. Por tanto.

$$\text{El ancho real del diseño de la cimentación} = 328 + 2 \times 150 \\ = 628 \text{ mm}$$

$$\text{La presión de carga real} = \frac{120}{0.63} = 190 \text{ kN/m}^2$$

Para $D/B = 1.15/0.63 = 1.8$, N_c de la figura 2.18 es 7.0. Por lo tanto,

$$q_{nf} = 7.0 \times 75 = 525 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Factor real de seguridad} = \frac{525}{190} = 2.8$$

Con este factor de seguridad, los asentamientos probablemente deberán ser pequeños, pero parece recomendable adoptar una idea general del asentamiento para poder estimar el movimiento diferencial entre la torre y los costados. Al utilizar el método aproximado, se obtiene, con la ecuación 2.49,

$$\rho_{oed} = 0.0001 \times 0.55 \times 190 \times 1.5 \times 628 \\ = 10 \text{ mm}$$

(obteniendo el valor de m_v de la figura 2.61).

El orden general del asentamiento *total* de los costados permitiendo un asentamiento inmediato, será general entre 10 y 15 mm.

De esta forma, el asentamiento diferencial entre la torre y los costados será insignificante.

Ejemplo 2.4

Las columnas que soportan un edificio con marco de acero y con revestimiento metálico de lámina de acero llevarán una carga de 320 kN. Las perforaciones muestran arcilla de estero extendida a una profundidad de 20 m o más. Las determinaciones del esfuerzo cortante mediante pruebas en muestras fieles dieron fuerza cortante promedio de 40 kN/m² bajo una costra de 1.2 m de espesor de arcilla rígida disecada. Calcule la presión de carga permisible y el tamaño y profundidad requeridas para las columnas de la cimentación.

La costra superficial de arcilla rígida es típica de las condiciones de estero, pero no podemos utilizarla para soportar la cimentación de la columna debido al ancho mínimo de las bases que causará presiones cortantes que se asentarán en la arcilla firme. El esfuerzo cortante y la compresibilidad de esta última gobernarán la presión de carga permisible.

Profundidad de cimentación. Una profundidad de cimentación de 1.1 m es deseable para llegar bajo la zona afectada por la humedad en cada estación del año y bajo el nivel de los ductos y otros servicios bajo el piso.

Presiones de carga. Como primera aproximación, el factor N_c de capacidad de carga para una cimentación de zapata aislada será como de 7.5.

$$\text{Capacidad final de carga neta, } q_{nf} = 7.5 \times 40 = 300 \text{ kN/m}^2$$

Para un factor de seguridad de 3, el ancho requerido B para una cimentación cuadrada se obtiene con

$$B = \sqrt{\left(\frac{320 \times 3}{300}\right)} = 1.79 \text{ m}$$

Al revisar el factor de capacidad de carga de la figura 2.18 tenemos

$$\frac{D}{B} = \frac{1.10}{1.79} = 0.6$$

$$\text{Esto da } N_c = 7.2 \text{ y } q_{nf} = 7.2 \times 40 = 288 \text{ kN/m}^2$$

Las dimensiones prácticas para la base de las columnas son $1.80 \text{ m} \times 1.80 \text{ m}$.

$$\text{Presión real de carga} = \frac{320}{1.8^2} = 99 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{288}{99} = 2.9$$

En vista del tamaño relativamente grande de la base, sería recomendable considerar asentamientos posibles. Para una arcilla de estero firme, el valor de m_v de la tabla 2.6 será de 0.0003 a 0.001 m^2/kN aproximadamente. De la ecuación 2.49,

$$P_{oed} = 0.0003 \times 0.55 \times 99 \times 1.5 \times 1.8 \times 1000 = 44 \text{ mm}$$

Por lo tanto, el asentamiento será posiblemente de más de 40 mm pero de menos de 120 mm. Ya que el edificio tiene una construcción con marco de acero y un revestimiento de lámina de acero, no es sensible al asentamiento diferencial del orden de 50 a 75 mm. Por lo tanto, las dimensiones de 1.80 m^2 serían satisfactorias.

Ejemplo 2.5

Calcular el asentamiento inmediato y a largo plazo de un muelle de puente con una base de 8.50 m de largo por 7.50 m de ancho, cimentado a una profundidad de 3.0 m. La base del muelle impone presiones netas de la cimentación de 220 kN/m^2 para carga muerta y de 360 kN/m^2 para carga combinada muerta y viva. Las perforaciones mostraron arena densa y grava con guijarros y pedregones a una profundidad de 9 m bajo el nivel del terreno, seguidos por arcilla consolidada muy rígida a más de 25 m bajo el nivel del terreno. Las pruebas de penetración estándar dieron un valor N promedio de 40 golpes por 300 mm en el estrato de arena y grava. Se realizaron varias pruebas de odómetro sobre muestras de arcilla rígida. Las pruebas triaxiales de las muestras no alteradas de arcilla dieron un esfuerzo cortante mínimo de 120 kN/m^2 , y un módulo de deformación (E_d) de 40 MN/m^2 .

Cálculo de asentamientos inmediatos en el estrato de arena y grava. De la figura 2.30, para una presión promedio de sobrecarga (*overburden*) de $6 \times 2.0 \times 9.807 = 118 \text{ kN/m}^2$, el módulo de deformación correspondiente a una N de 40 es de 50 MN/m^2 . De la figura 2.37, para $H/B = 6/7.5 = 0.8$, $L/B = 8.5/7.5 = 1$ y $D/B = 3/7.5 = 0.4$, $\mu_1 = 0.25$ y $\mu_0 = 0.94$. Para la carga de 220 kN/m^2 , el asentamiento inmediato, de la ecuación 2.40, se obtiene con

$$\frac{0.25 \times 0.94 \times 220 \times 7.5 \times 1000}{50 \times 1000} = \underline{8 \text{ mm}}$$

Al revisar el asentamiento mediante el método de Burland y Burbridge, el valor N se corrige para el contenido de grava y obtener N (corregido) $= 1.25 \times 40 = 50$, para lo cual la figura 2.31 da $I_c = 0.65/100$,

$$\text{factor de forma} = f_s = \left(\frac{1.25 \times 8.5/7.5}{8.5/7.5 + 0.25}\right)^2 = 1.05$$

Para el espesor de la grava de 6 m, la figura 2.34 da $Z_f = 4.5$ m. Por lo tanto, $f_f = 6/4.5 (2 - 6/4.5) = 0.89$. Para el asentamiento inmediato $f_f = 1$. Por lo tanto

$$\text{asentamiento inmediato} = 1.05 \times 0.89$$

$$\times 1 \left[(220 - \frac{2}{3} \times 2 \times 9.807 \times 3) \times 7.5^{0.7} \times 0.65 / 100 \right] = \underline{5 \text{ mm.}}$$

Para una carga de 360 kN/m^2 , el asentamiento inmediato se obtiene con

$$\frac{8 \times 360}{220} = \underline{13 \text{ mm}} \quad \text{o} \quad \frac{5 \times 360}{220} = \underline{8 \text{ mm}}$$

Capacidad de carga de arcilla rígida. Las curvas de distribución del esfuerzo vertical (figura 2.62) de las curvas de cimentaciones rígidas (figura 2.28) muestran que el esfuerzo vertical en la superficie de la arcilla es de 137 kN/m^2 para carga combinada viva y muerta. El factor de capacidad de carga de la figura 2.18 para una cimentación de 12 m de ancho a una profundidad de 9 m (en la superficie de la arcilla) y $B/L = 0.80$ es 7.1. De esta forma, la capacidad de carga final de la arcilla es $7.1 \times 120 = 852 \text{ kN/m}^2$ que da un amplio factor de seguridad contra la falla por cortante en la arcilla. Sin embargo, será necesario calcular los asentamientos de consolidación inmediatos y a largo plazo del estrato de arcilla para asegurar que los asentamientos totales del muelle con puente no sean excesivos.

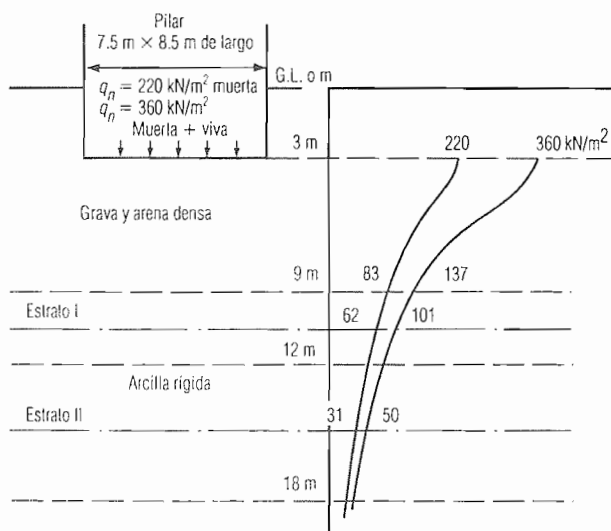


Figura 2.62. Distribución del esfuerzo vertical desde la carga del pilar.

Cálculo de asentamientos en el estrato de arcilla. De las curvas de distribución del esfuerzo vertical (figura 2.62), los esfuerzos transmitidos a la superficie del estrato de arcilla son 83 y 137 kN/m^2 para las cargas de 220 y 360 kN/m^2 , respectivamente. Éstas se transmiten sobre un área de aproximadamente 12 por 15 m. El esfuerzo vertical bajo 18 m solamente es el 10% del esfuerzo aplicado. Por lo tanto, no se necesita considerar los asentamientos bajo una profundidad de 18 m.

El área de carga está dividida en cuatro rectángulos, cada uno de 6.0×7.5 m. De la figura 2.35 para $H/B = 9/6 = 1.5$ y $L/B = 7.5/6 = 1.25$, $F_1 = I_p = 0.22$.

Para una carga de 220 kN/m^2 , el asentamiento inmediato en la orilla del rectángulo se obtiene con la ecuación 2.40:

$$\frac{83 \times 6 \times (1 - 0.5^2) \times 0.22 \times 1000}{40 \times 1000} = 2.0 \text{ mm}$$

Reducir entre el factor de profundidad de la figura 2.40 de 0.7 para

$$D/\sqrt{ab} = 9/\sqrt{6 \times 7.5} = 1.3$$

Por lo tanto,

$$\text{Asentamiento reducido} = 0.7 \times 2 = 1.4 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Asentamiento al centro del área} &= 4 \times \text{asentamiento en la orilla} \\ &= 4 \times 1.4 = \underline{6 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Para una carga de 360 kN/m^2 , el asentamiento al centro del área de carga se obtiene con

$$6 \times \frac{137}{83} = \underline{10 \text{ mm}}$$

Cálculo de los asentamientos netos de consolidación. Ya que se realizaron varias pruebas de consolidación, se puede utilizar el coeficiente de compresibilidad por volumen (m_v) para calcular el asentamiento por odómetro (ρ_{oed}). La capa de arcilla de 9 m de espesor que está significativamente afectada por las presiones de la cimentación se divide en una capa de 3 m de espesor de 9 a 12 m bajo el nivel del terreno y de 6 m de espesor de 12 a 18 m bajo el nivel del terreno. Los valores m_v correspondientes a los incrementos respectivos de presión en cada capa se muestran en la siguiente tabla. Ya

una arcilla sobreconsolidada, se puede tomar $\mu_g = 0.5$ y el factor de profundidad para $9/\sqrt{12 \times 15} = 0.7$ es $= 0.8$. Los cálculos para ρ_{oed} son

Presión neta de la cimentación q_n (kN/m ²)	Profundidad de la capa bajo nivel del terreno (m)	Espesor del estrato (m)	m_v (m ² /kN)	Esfuerzo vertical promedio sobre el estrato σ_z (kN/m ²)	Asentamiento por odómetro ρ_{oed} (mm)
220	9-12	3	0.00011	62	20
	12-18	6	0.00003	31	6
360	9-12	3	0.00020	101	61
	12-18	6	0.00004	50	12

De la tabla, el asentamiento total de consolidación para una carga de 220 kN/m² se obtiene con

$$0.8 \times 0.5 \times (20 + 6) = 10 \text{ mm}$$

y el asentamiento total de consolidación para una carga de 360 kN/m² con

$$0.8 \times 0.5 \times (61 + 12) = 29 \text{ mm}$$

Resumen de los asentamientos totales. El asentamiento total final del muelle de puente se obtiene con

$$\begin{aligned} \rho_f &= \text{asentamiento inmediato en arena y grava} \\ &+ \text{asentamiento inmediato en arcilla} \\ &+ \text{asentamiento de consolidación en arcilla.} \end{aligned}$$

Para carga muerta de 220 kN/m²

$$\rho_f = 8 + 6 + 10 = 24, \text{ es decir, } 25 \text{ mm}$$

Para carga combinada muerta y viva de 360 kN/m²,

$$\rho_f = 13 + 10 + 29 = 52, \text{ es decir } 50 \text{ mm}$$

Un asentamiento de 15 mm tendrá lugar mientras se construye el muelle y se incrementará hasta como 25 mm, si, y cuando el puente sostenga su carga viva máxima. El asentamiento restante debido a la consolidación a largo plazo de la

arcilla bajo la carga muerta y la viva sostenida tomaría 50 años o más para alcanzar su valor final de 30 mm.

Ejemplo 2.6

Un edificio de 20 pisos está sobre una losa de cimentación rígida de 40 m de largo por 20 m de ancho a una profundidad de 2 m bajo el nivel del suelo, está situado sobre roca erosionada, que se vuelve menos erosionada a mayor profundidad, hasta alcanzar un estrato relativamente no compresible a una profundidad de 45 m. Los valores del módulo de deformación obtenido con las pruebas de carga de la placa realizadas en perforaciones de gran diámetro se muestran en la figura 2.63. Estimar el asentamiento del edificio para una presión de carga neta de 250 kN/m².

Una variación en línea recta de E_d con profundidad se traza en la figura 2.63. A 30 m bajo el nivel del suelo, $E_d = 3600 \text{ MN/m}^2$ y a nivel de la cimentación, $E_f = 200 \text{ MN/m}^2$. Por lo tanto, del diagrama de la figura 2.45,

$$k = \frac{(3600 - 200)}{200} \times \frac{20}{28} = 12.14$$

La losa se divide en cuatro rectángulos iguales, cada uno de $20 \times 10 \text{ m}$. De la figura 2.47 para $L/B = 20/10 = 2$, $H/B = 43/10 = 4.3$ y $k = 12.14$.

$$I'_p = 0.05.$$

Así, el asentamiento inmediato en la orilla del rectángulo se obtiene con

$$\frac{250 \times 10 \times 0.05 \times 1000}{200 \times 1000} = 0.63 \text{ mm}$$

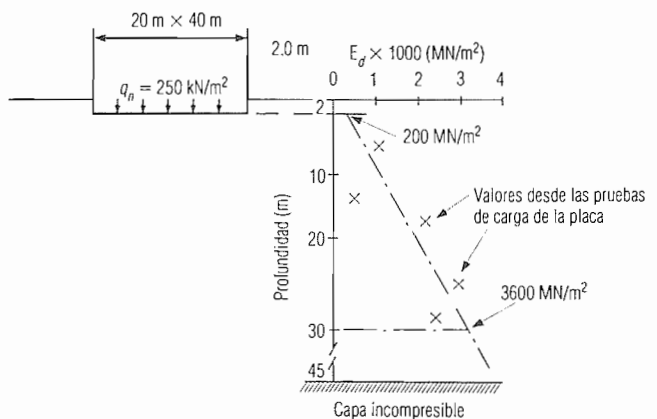


Figura 2.63

Asentamiento al centro de la cimentación $= 4 \times 0.63 = 2.52$ mm,

Asentamiento al centro del lado largo $= 2 \times 0.63 = 1.26$ mm,

Asentamiento promedio de la losa rígida $= 1/3 (2.52 + 1.26 + 0.63) = 1.47$ mm.

De la figura 2.48, el factor de corrección para $H/B \times 43/20 = 2.2$ es $F_B = 0.96$ y de la figura 2.49, para $D/B = 2.0/20 = 0.1$, $F_D = 1.0$.

En consecuencia.

Asentamiento corregido $= 1.47 \times 0.96 = 1.4$ mm, es decir 2 mm.

Podría haber, además, algún asentamiento por arrastre en la roca erosionada que duplicaría el asentamiento inmediato.

Ejemplo 2.7

Una columna que lleva una carga de 5000 kN se debe cimentar a poca profundidad sobre roca con arena pobremente compactada y débil de lecho medio. Los exámenes en los núcleos de las rocas mostraron un espaciamiento promedio de las juntas de 250 mm. Las pruebas de núcleos mostraron una fuerza de compresión uniaxial representativa de 1.75 MN/m^2 . Determine las dimensiones apropiadas para la base de la columna.

Como guía, la tabla 2.1 α proporciona un valor esperado de carga para una cimentación larga basada en zapata corrida en el rango de 250 a 500 kN/m^2 . Tome una presión de carga triaxial de 750 kN/m^2 para una base cuadrada, dando las dimensiones requeridas de 2.5×2.5 m.

Para una base de 1.0 m de espesor,

$$\begin{aligned}\text{Capacidad de carga bruta} &= \frac{5000 + 2.5^2 \times 1 \times 2.5 \times 9.807}{2.5^2} \\ &= 824 \text{ kN/m}^2.\end{aligned}$$

De la tabla 2.7, el factor de masa para una junta espaciada a cuatro por metro es 0.6, y la proporción del módulo para roca con arena pobremente compactada es 150. Por lo tanto, de la ecuación 2.54.

Módulo de deformación de la masa $= 0.6 \times 150 \times 1.75 = 157 \text{ MN/m}^2$.

Dividir la base en cuatro cuadrados iguales de 1.25 m de lado.

De la figura 2.47 para $L/B = 1$, $H/B = 10$ y $k = 0$, $I_p = 0.49$.

$$\begin{aligned}\text{Asentamiento inmediato} \\ \text{en la esquina del cuadro} &= \frac{824 \times 1.25 \times 0.49 \times 1000}{157 \times 1000} \\ &= 3.2 \text{ mm}\end{aligned}$$

Asentamiento promedio de la base $= 0.8 \times 4 \times 3.2 = 10$ mm.

El arrastre puede incrementar este asentamiento hasta 15 o 20 mm a largo plazo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 2.1 Bolton, M. D., "Limit state design in geotechnical engineering", en *Ground Engineering*, **14** (6), 1981, pp 39-46.
- 2.2 Hansen, J. Brinch, "A general formula for bearing capacity", en *Danish Geotechnical Institute Bulletin* No. 11, 1961; además, "A revised extended formula for bearing capacity", en *Danish Geotechnical Institute Bulletin* No. 28, 1968 y "Code of Practice for Foundation Engineering", en *Danish Geotechnical Institute Bulletin* No. 32, 1978.
- 2.3 Meyerhof, G. G., "Some recent research on bearing capacity of foundations", en *Canadian Geotechnical Journal*, **1**, 1963, pp. 16-26.
- 2.4 Peck, R. B., W. E. Hanson y T. H. Thorburn, *Foundation Engineering*, 2a edición, John Wiley, Nueva York, 1967, p. 310.
- 2.5 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. edición, John Wiley, Nueva York, 1967, pp. 341-347.
- 2.6 Bjerrum, L., "Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils, General report", en *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics*, Moscú, vol. 3, 1973, pp. 111-159.
- 2.7 Skempton, A. W., "The bearing capacity of clays", en *Building Research Congress*, Div. I, 180, 1951.
- 2.8 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. edición, John Wiley, Nueva York, 1967, p. 491.
- 2.9 Thorburn, S., "Tentative correction chart for the standard penetration test in non-cohesive soils", en *Civil Engineering and Public Works Review*, **58**, 1963, pp. 752-753.

- 2.10 Burland, J. B. y M. C. Burbridge, "Settlement foundations on sand and gravel", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **78** (1), 1985, pp. 1325-1381.
- 2.11 Meyerhof, G. G., "Penetration test and bearing capacity of cohesionless soils", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of Soil Mechanics*, ponencia No. 866, 1956.
- 2.12 Burland, J. B., B. B. Broms, y V. De Mello, "Behaviour of foundations and structures", en *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics*, Session 2. Tokio, 1977.
- 2.13 Skempton, A. W., y D. H. MacDonald, "The allowable settlement of buildings", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Parte 3, **5**, 1956, pp. 727-784.
- 2.14 Meyerhof, G. G., "The settlement analysis of building frames", en *Structural Engineer*, **25**, 1947, pp. 309.
- 2.15 Polshin, D. E. y R. A. Tokar, "Maximum allowable non uniform settlement of structures", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 1, Londres, 1957, p. 402.
- 2.16 Bjerrum, L., "Discussion on compressibility of soils", en *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, Wiesbaden, 1963, pp. 16-17.
- 2.17 Burland, J. B. y C. P. Worth, Ponencia revisada: "Settlement of buildings and associated damage", en *Proceedings of the Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 611-654.
- 2.18 Tomlinson, M. J., R. Driscoll y J. B. Burland, "Foundations of low-rise buildings", *The Structural Engineer*, **56A**, 1978, pp. 161-173.
- 2.19 *Structure-Soil Interaction-A state-of-the-Art Report*, Institution of Structural Engineers, Londres, 1978.
- 2.20 Sutherland, H. B., Ponencia revisada: "Granular materials", en *Proceedings of the Conference of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 473-499.
- 2.21 Zeevart, L., "Foundation desing and behaviour of Tower Latino Americana Building in Mexico City", en *Géotechnique*, **7**, 1962, pp. 115-133.
- 2.22 May, J., "Heave on a deep basement in the London Clay", en *Proceedings of the Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 177-182.
- 2.23 Jurgenson, L., "The application of theories of elasticity and plasticity to foundation problems", en *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, **21**, 1934, pp. 206, 211.
- 2.24 Newmark, N. M., "Simplified computations of vertical pressure in elastic foundations", en *University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin* No. 429, 1935.
- 2.25 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. edición, John Wiley, Nueva York, 1967, pp. 271-276.
- 2.26 Schultze, E. y K. J. Melzer, "The determination of the density and the modulus of compressibility of non-cohesive soils by soundings", en *Proceedings of the 6th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 1, Montreal, 1965, pp. 354-358.
- 2.27 Schmertmann, J. H., J. P. Hartman y P. R. Brown, "Improved strain influence factor diagrams", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, 104 (GT8), 1978, pp. 1131-1135.
- 2.28 Lunne, T. y H. P. Chistoffersen, "Interpretation of the cone penetrometer data for offshore sands", en *Norwegian Geotechnical Institute*, Publicación No. 156, 1985, pp. 1-12.
- 2.29 Padfield, C. J. y M. J. Sharrock, "Settlement of structures on clay soils", *Construction Industry Research and Information Association*, Publicación especial No. 27, 1983.
- 2.30 Skempton, A. W. y L. Bjerrum, "A contribution to the settlement analysis of foundations on clay", *Géotechnique*, **7**, 1957, pp. 168-178.
- 2.31 Terzaghi, K., *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley, Nueva York, 1943, pp. 425.
- 2.32 Butler, F. G., Ponencia revisada: "Heavily over-consolidated clays", en *Proceedings of the Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 531-578.
- 2.33 Marsland, A., "In-situ and laboratory test on glacial clays at Redcar", en *Proceedings of a Symposium of Behaviour of Glacial Materials*, Midlands Soil Mechanics Society, 1975, pp. 164-180.
- 2.34 Weltman, A. J., "Piling in 'boulder clay' and other glacial tills", en *Construction Industry Research and Information Association Report*, 1978, p. 5.
- 2.35 Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, Nueva York, 1968, p. 86.
- 2.36 Steinbrenner, W., "Tafeln zur Setzungberechnung", en *Die Strasse*, **1**, 1934, pp. 121-124.
- 2.37 Brown, P. T. y R. E. Gibson, "Rectangular loads on inhomogeneous elastic soil", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **99** (SM-10), 1973, pp. 917-920.
- 2.38 Janbu, N., L. Bjerrum y B. Kjaernsli, "Veildning Vedl sning avfundamenteringsoppgarer", en Publicación No. 16, *Norwegian Geotechnical Institute*, 1956.
- 2.39 Christian, J. T. y W. D. Carrier, "Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's chart reinterpreted", en *Canadian Geotechnical Journal*, **15**, pp. 123-128, 1978, y discussion, **15**, 1978, pp. 436-437.
- 2.40 Fox, E. N., "The mean elastic settlement of a uniformly loaded area at a depth below the ground surface", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics*, Rotterdam, vol. 1, 1948, pp. 129-132.
- 2.41 Chandler, R. J. y A. G. Davis, "Further work on the engineering properties of Keuper Marl", en *Construction Industry Research and Information Association Report* No. 47, 1973.

- 2.42 Smith, I. M., "Geotechnical design and instrumentation", en *Proceedings of the Conference on the Impact of Computer Technology on the Construction Industry*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1984.
- 2.43 Bowles, J. E., *Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering*, McGraw-Hill, Kogakusha, Tokio, 1974.
- 2.44 Cheung, Y. K. y M. F. Yeo, *A practical introduction to finite element analysis*, Pitman, Londres, 1979.
- 2.45 Zienkiewicz, O. C., *The Finite Element Method*, McGraw-Hill, Londres, 1977.
- 2.46 Smith, I. M., *Programming the Finite Element Method with Application to Geomechanics*, John Wiley, Chichester, 1982.
- 2.47 Smith, G. D., *Numerical Solution of Partial Differential Equations*, Prensa de la Universidad de Oxford, Londres, 1974.
- 2.48 Smith, I.M. y F. G. Bell, (ed), *Foundation Engineering in Difficult Ground*, Butterworth, Londres, 1978, pp. 143-160.
- 2.49 Duncan, J. M. y C. Y. Chang, "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **96** (SM5), 1970, pp. 1629-1653.
- 2.50 Simpson, B., M. J. O'Riordan y D. D. Croft, "A computer model for the analysis of ground movements in London Clay", *Géotechnique*, **29** (2), 1979, pp. 149-175.
- 2.51 Smith, I. M. y R. Hobbs, "Biot analysis of consolidation beneath embankments", *Géotechnique*, **26** (1), 1976, pp. 149-171.

Capítulo

Diseño de cimentaciones en relación con los movimientos de tierra

En el capítulo anterior consideramos el diseño de cimentaciones en relación con la capacidad de carga y la consolidación del suelo. Sin embargo, pueden ocurrir movimientos de tierra independientes de los esfuerzos impuestos por la carga de la cimentación. Algunos ejemplos son los movimientos debidos a la dilatación y a la contracción del suelo bajo humedad y temperaturas variables, el congelamiento, el deslizamiento de laderas, la minería y el hundimiento regional, y los asentamientos debidos a impacto y vibraciones.

Es necesario tomar precauciones contra los efectos de estos movimientos en la estructura, ya sea haciendo más profunda la cimentación para colocarla en suelo no susceptible al movimiento o, si esto no fuera económicamente posible, adoptando formas especiales de construcción que permitan un movimiento apreciable sin dañar la estructura.

En este capítulo se describen los diversos tipos de movimientos de tierra y se discuten los diseños de cimentaciones apropiados para éstos.

3.1. MOVIMIENTOS DE TIERRA

3.1.1. Mojado y secado de suelos de arcilla debido a variaciones temporales en el contenido de humedad

Algunos tipos de suelos de arcilla muestran una marcada dilatación con el incremento de su contenido de humedad, seguido por contracción al momento de secado. En Gran Bretaña, las arcillas que muestran estas características son

principalmente las arcillas pesadas rígidas fisuradas como las London, Gault, Weald, Kimmeridge, Oxford y Lías, y las arcillas de los yacimientos de Woolwich y Reading. Las arcillas glaciales más delgadas y las arcillas pantanosas no muestran dilatación y contracción marcadas, excepto la arcilla de tiza de East Anglia, que se deriva de las arcillas rígidas fisuradas mencionadas anteriormente. Sin embargo, éstas pueden mostrar contracción sustancial si son influenciadas por las raíces de árboles en crecimiento. No existe alguna prueba simple de campo o de laboratorio para identificar la contracción potencial. Como guía aproximada, las arcillas con un límite líquido de más del 50 %, que se encuentran sobre la línea A en la gráfica de plasticidad Casagrande (figura 1.21) tienden a tener problemas. Los métodos más confiables son las investigaciones y observaciones locales en pozos de prueba, de contracción, agrietamiento y desecación. El efecto de este cambio temporal de volumen es causar un levantamiento y caída en la superficie de la tierra acompañados de agrietamiento por esfuerzo en el suelo durante los periodos secos y por desaparición de las grietas en la temporada húmeda. Los movimientos son mayores en las áreas cubiertas por hierba que en aquellas desprovistas de vegetación. Los resultados de las mediciones realizadas por la Building Research Station (Estación de investigaciones sobre construcción) en Garston, Hertfordshire,³¹ en las placas enterradas a diversas profundidades bajo una superficie cubierta por hierba se muestran en la figura 3.1.

El movimiento a una profundidad de 1.2 m bajo el nivel del terreno fue menor a 6 mm en un año que resultó ser más seco que el promedio británico. Se concluyó, a partir de estas investigaciones, que las cimentaciones colocadas a una profundi-

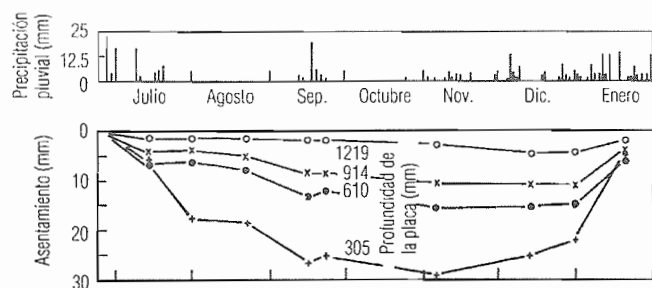


Figura 3.1. Movimiento de las placas enterradas a varias profundidades bajo el nivel del suelo en arcilla pedregosa en Garston, Herts (tomado de Cooling y Ward³¹).

dad de 1.1 a 1.2 m bajo el nivel del terreno en suelos de arcilla que pueden contraerse, deben ser afectadas ligeramente por los movimientos de dilatación y contracción. Generalmente se colocan las cimentaciones de estructuras que no son particularmente sensibles a movimientos, como por ejemplo, viviendas habitacionales comunes, a una profundidad de 0.9 m bajo el nivel del terreno. Es deseable cavar más profundamente en los casos de cimentaciones de estructuras sensibles a pequeños movimientos, digamos edificios con acabados de muros costosos. Estas reglas de diseño, establecidas en 1950, han demostrado ser confiables en la práctica^{3,2}. Varias decenas de miles de casas se han construido en el sureste de Inglaterra desde entonces a profundidades de 0.9 m. Se han reportado muy pocos casos de daño. En la mayoría de los casos, los agrietamientos reportados en viviendas construidas sobre cimentaciones tradicionales en arcilla, el daño puede trazarse por los efectos de árboles o arbustos en crecimiento, o por edificios situados donde se han removido setos, arbustos o árboles.

También es necesario tener precauciones en la construcción de pisos sobre arcillas que pueden cambiar de volumen. A pesar de que es razonable llevar las cimentaciones basadas en zapatas corridas o aisladas a una profundidad de 0.9 a 1.2 m bajo el nivel del terreno, no sería económico excavar a esta profundidad para el área total del piso del suelo de un edificio. El procedimiento más económico es permitir la libertad de movimiento entre los muros de la cimentación y la losa del piso, pero las divisiones internas que no son de carga y las escaleras son por lo común apoyadas en la losa del piso. Un piso de tierra suspendido con un espacio de 100 mm bajo él es el modo más efectivo para evitar el daño por levantamiento. Después del verano tan seco de 1959, las losas de los pisos de casas en Hertfordshire fueron elevadas unos 5 a 20 mm sobre el enladrillado de la cimentación debido a la dilatación de la arcilla con las lluvias de otoño. Los pisos de concreto fueron colocados contra el ladrillo sin ninguna membrana de separación, resultando el levantamiento del enladrillado, formando anchas grietas horizontales alrededor de los muros de la cimentación. Siempre que sea posible, es deseable posponer la construcción de pisos sobre arcillas que se han secado mucho por la exposición a la sequía del verano. La arcilla debe recuperar su humedad natural la siguiente primavera.

Factores climáticos

Sin embargo, existen dos factores que incrementan enormemente el problema de contracción y dilatación, y que pueden requerir métodos especiales de diseño de cimentaciones.

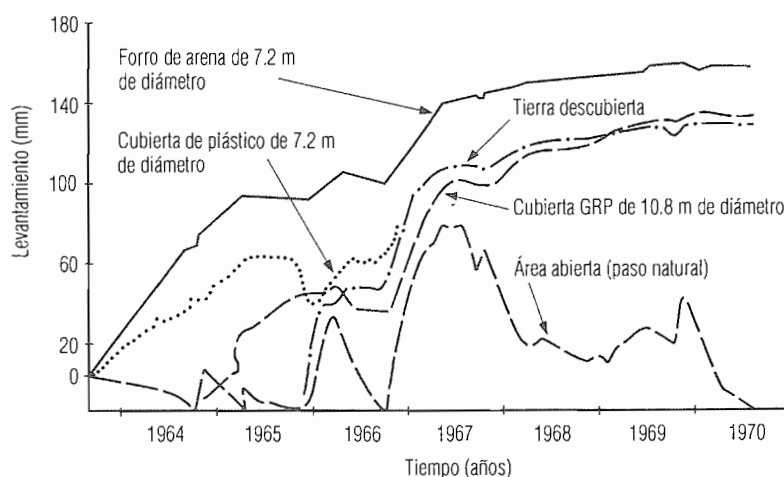


Figura 3.2. Movimientos de la superficie de la tierra bajo varias condiciones de la costra de la superficie Onderspoort, Sudáfrica (tomado de Williams y Pidgeon³³).

El primer factor es el efecto de una amplia diferencia entre las condiciones de la temporada de lluvias y la temperatura del suelo. Estas condiciones aparecen en el Sudán, la costa Levante del Mediterráneo, Sudáfrica, el sureste de Australia, el oeste de Canadá y en las partes sur y suroeste de los Estados Unidos. Los movimientos de tierra medidos bajo diversas condiciones en la superficie en una arcilla negra expansiva en la prueba sobre el terreno Onderstepoort, Sudáfrica,^{3,3} se muestran en la figura 3.2.

3.1.2. Efectos de la vegetación

El segundo factor que agrava el problema de la contracción y dilatación es el efecto de las raíces de la vegetación. Las raíces de árboles y arbustos pueden extraer cantidades considerables de agua del suelo. Los sistemas de raíces de árboles aislados se extienden a un radio mayor que la altura del árbol, y en el sur de Inglaterra han ocasionado el desecado significativo de suelos de arcilla pesada a una profundidad de 3 a 5 m. Se han registrado movimientos diferenciales de 100 mm en casas a 25 m de una fila de álamos negros.

Los problemas causados por los sistemas de raíces tienen dos aspectos. Primero, existe el problema de levantamiento de cimentaciones en sitios en que se removieron árboles recientemente, y segundo, existe el problema de asentamiento en las estructuras existentes situadas cerca de árboles en crecimiento o con una subsecuente plantación de árboles y arbustos cerca de ellas.

La pronunciada contracción que acompaña la remoción de agua de los suelos de arcilla puede producirse tanto vertical como horizontalmente. Por lo tanto, se deben tomar precauciones no sólo contra el asentamiento, sino contra fuerzas tendientes a romper la cimentación. Los problemas con cimentaciones basadas en zapatas corridas estrechas (de trinchera) en arcillas desecadas por la vegetación se discuten en la sección 4.2.1.

Un caso severo de agrietamiento debido al levantamiento resultante de la remoción de árboles fue reportado por Samuels y Cheney.^{3,4} Se cortaron grandes olmos algunos meses antes de construir cuatro fincas sobre arcilla London. Las cuarteaduras se desarrollaron dos años después de haber terminado la construcción, la nivelación mostró que éstas se debieron a la dilatación del suelo. El movimiento continuó hasta 20 años después de haber cortado los árboles. El levantamiento estimado del suelo fue de 150 mm. Este no es un caso aislado. El autor ha tenido conocimiento

de diversos levantamientos sobre arcilla London en el rango de 100 a 150 mm causados por la remoción de árboles maduros, con levantamientos que continuaron hasta 20 años después.

El suelo bajo las áreas previamente ocupadas por edificios viejos o áreas pavimentadas debe llegar a un equilibrio en su contenido de humedad con el terreno adyacente descubierto. La guía general para cimentaciones afectadas por árboles en suelos de arcilla fue proporcionada por el Building Research Establishment (Establecimiento de Investigación de la Construcción).^{3,5}

Cimentaciones sobre pilotes

Ya que comúnmente no son admisibles las demoras de 20 años o más después de haber cortado los árboles sobre suelos de arcilla, el único procedimiento satisfactorio es el de adoptar cimentaciones sobre pilotes. Se debe recordar que la dilatación o la contracción del suelo se lleva a cabo tanto bajo el piso de un edificio como bajo de las cimentaciones, por ello para evitar el daño por el levantamiento o asentamiento al interior del edificio es esencial proveer un piso suspendido soportado por pilotes. Se debe dejar un espacio libre bajo el piso y las vigas del piso. En Sudáfrica e Israel los pilotes barrenados son usados ampliamente incluso para estructuras ligeras de un solo piso. El diseño de cimentaciones de este tipo debe tomar en consideración fuerzas apreciables de levantamiento que resultan de la adhesión de la arcilla al fuste del pilote cuando el suelo se dilata en temporadas lluviosas o después de remover la vegetación. Se debe considerar el refuerzo para prevenir una rotura transversal y el levantamiento del fuste del pilote. Por otro lado, los pilotes se pueden encamisar a través de la zona de dilatación. En este caso, es fundamental el pvc rígido o un encamisado de acero rodeado por un espacio vacío anular. Las hojas de politeno flexible, colocadas en la parte inferior de las perforaciones para los pilotes antes de poner el concreto, pueden resultar ineficaces, debido tanto al desplazamiento de la hoja en una forma "concertina" o debido a la acción del taladro al momento de producir la excavación. Para economizar en el largo de un fuste requerido para resistir el apoyo y la fuerza de levantamiento un extremo de bordón ensanchado de fondo es, a veces, provista en la parte inferior del pilote (figura 3.3).

En Australia^{3,6} es usual la práctica de adoptar losas de cimentación rígida como una precaución contra las variacio-

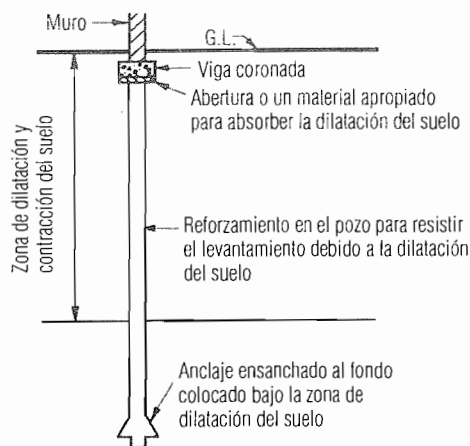


Figura 3.3. Pilote perforado y ensanchado al fondo, usado para las cimentaciones de estructuras ligeras en suelos sujetos a dilatación y contracción a profundidad considerable bajo el nivel de la tierra.

nes del contenido de la humedad de temporada. En la figura 3.4 se muestra un diseño típico.

3.1.3. Contracción de arcillas debido a altas temperaturas

Se puede causar una severa contracción de suelos de arcilla por el secado del suelo bajo las cimentaciones de calderas, hornos y altos hornos. Cooling y Ward³¹ relataron que el calor de los altos hornos de ladrillo de 61 por 30.5 m han penetrado a través de 2.7 m de relleno de cascajo de ladrillo y después a través de los 19.5 m de la arcilla Oxford subyacente. El horno fue demolido y un edificio de proceso en frío fue edificado en su lugar. Siete años más tarde una esquina del nuevo edificio

se había asentado 330 mm, y otra parte del edificio se levantaba 178 mm. En la misma publicación, Cooling y Ward citaron el caso de una batería de tres calderas Lancashire de 2.75 m de diámetro por 3 m de largo, donde los asentamientos eran mayores a 150 mm al centro y 75 mm a los lados, esto ocurrió después de trabajar calentando durante dos inviernos. La temperatura y condiciones de humedad en la arcilla London debajo de las calderas se muestran en la figura 3.5.

Los suelos de arcilla donde se construyen hornos, calentadores caseros y similares se deben proveer de un espacio de aire que sirva como aislante entre la fuente de calor y el concreto de la cimentación o, de manera alternativa, suministrar suficiente concreto u otro material a la profundidad necesaria que asegure que la temperatura al fondo de la cimentación sea lo suficientemente baja para evitar un secado apreciable del suelo.

3.1.4. Movimientos de tierra debidos a las bajas temperaturas

En algunos suelos y rocas el movimiento apreciable del terreno se puede ocasionar por heladas. En Gran Bretaña, el yeso, los suelos de yeso y los suelos limosos son propensos al levantamiento por congelación, pero los efectos no son notorios en arcillas pesadas o suelos arenosos. Las severas heladas en el invierno de 1954-1955 causaron un levantamiento en un relleno de yeso bajo pisos de casas parcialmente construidas cerca de Londres; los pisos de concreto se levantaron de las paredes de ladrillo cerca de 25 mm y una expansión por congelación del yeso causó desplazamiento del enladrillado. En Noruega y las regiones del sur de Canadá los efectos de levanta-

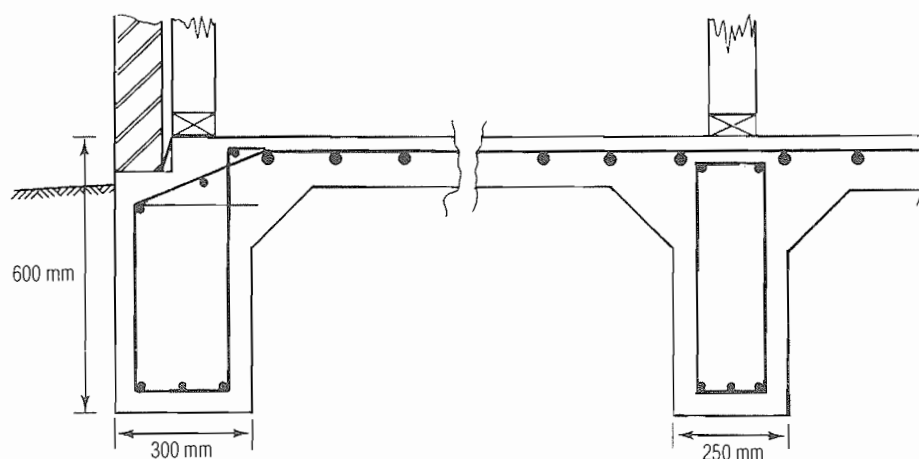


Figura 3.4. Diseño de losa y una cimentación de losa y viga como se usa en arcillas de dilatación y de contracción en Australia (tomado de Walsh³⁶).

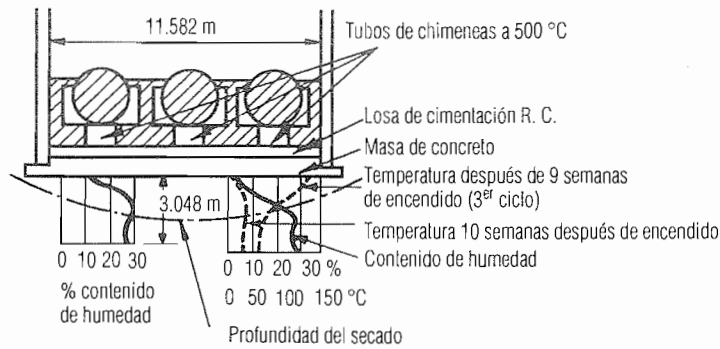


Figura 3.5. Condiciones de humedad y temperatura bajo las calderas de Lancashire cimentadas en arcilla London (tomado de Cooling y Ward³¹).

tamiento por congelación se tiene por experiencia en profundidades de 1.2-2 m debajo del nivel del terreno, resultando un levantamiento de 100-300 mm de la superficie del suelo. Los efectos de la congelación pueden ser severos debajo de edificios de almacenaje en frío. Cooling y Ward³¹ describieron el levantamiento del piso y columnas de un edificio de almacenaje en frío durante un periodo de 4-5 años. La temperatura y el movimiento del suelo se muestran en la figura 3.6.

Una profundidad de cimentación de 0.5 m se considera, generalmente, satisfactoria como salvaguarda contra el levantamiento por congelación en el clima de la Gran Bretaña, aún en suelos que son susceptibles a la expansión por helada. Por supuesto, se requerirán profundidades mayores en regiones donde las heladas son más severas y prolongadas.

Donde son necesarias cimentaciones con pilotes para soportar estructuras ubicadas en suelos débiles, compresibles, se requiere de una provisión contra el daño de fuerzas de levantamiento en los pozos de los pilotes debido a la expan-

sión del suelo helado. Éstas se refieren en Canadá como fuerzas "por congelamiento". Penner y Gold³⁷ midieron las fuerzas máximas por congelamiento en columnas ancladas en suelo sin congelar en una ubicación donde la penetración de la helada era de 1.09 m causando un levantamiento de la superficie de 100 mm. Las fuerzas en las columnas eran

Acero: 113 kN/m²

Concreto: 134 kN/m²

Madera: 86 kN/m²

Donde la profundidad de la helada es limitada, las fuerzas de levantamiento en los pozos de los pilotes, contratraves y losas de piso se pueden eliminar removiendo el suelo susceptible a la helada y remplazándolo por grava arenosa limpia o grava de roca graduada. No se debe usar grava abierta ya que el limo se puede "lavar" a los intersticios de la grava durante periodos de deshielo, dando como resultado la formación de una grava limosa susceptible a la expansión por congelamiento.

Para evitar efectos dañinos en edificios de almacenaje en frío, los pisos se deben construir sobre el nivel del suelo. Si esto no es práctico, por razones estructurales o de otro tipo, se debe proveer un elemento de calentamiento bajo el nivel de la cimentación para prevenir el congelamiento del suelo.

Efectos de permafrost

Los efectos de levantamiento de la helada son muy severos en las regiones Árticas y Antárticas donde las condiciones del terreno conocidas como *permafrost* son muy extensas. *Permafrost* significa tierra helada permanente, cuyo espesor puede variar desde unos metros hasta miles de metros. Cerca de un 50 % de la masa de la tierra de la ex URSS es una

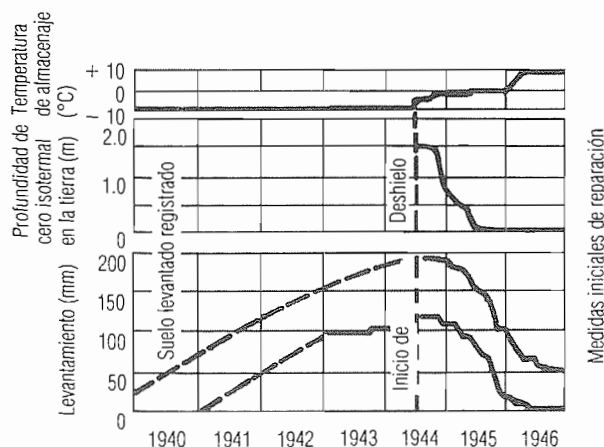


Figura 3.6. Movimientos de la cimentación y condiciones de temperatura bajo un edificio de almacenaje frío (tomado de Cooling y Ward³¹).

región *permafrost*, generalmente se encuentra al norte del paralelo 50 de latitud. Las áreas *permafrost* son también muy extensas en el norte de Canadá, Alaska y Groelandia. Los problemas más difíciles de cimentación ocurren donde la *permafrost* se extiende sobre suelos sujetos al congelamiento y descongelamiento de temporada. El grosor y la extensión lateral de esta sobrecarga (*overburden*) no depende solamente en temperaturas de temporada. Los factores como el tipo de suelo o roca, la cubierta de vegetación, exposición al sol, configuración de la superficie y movimientos de agua subterránea, todos tienen efectos importantes en la zona sujeta al congelamiento y descongelamiento. La *permafrost* puede ocurrir también en distintas capas, cristales, láminas, hojas o diques, separados por material descongelante.

Estas zonas descongeladas separadas del *permafrost* se conocen como *taliks*. Es evidente que un movimiento severo ocurrirá en la superficie del suelo de estas regiones donde la tierra y las rocas son susceptibles al levantamiento por la helada. Se deben consultar publicaciones especializadas en la guía del diseño de cimentaciones en condiciones *permafrost*.

3.1.5. Aplicación de métodos de elemento finito o elemento de diferencia finita para cálculo de las variaciones de temperatura en los suelos

Es posible predecir ambos estados: constante y transitorio de las distribuciones de temperatura de tierra (por ejemplo, variación con el tiempo) por la aplicación de cualesquiera de los dos métodos: de diferencia finita o de elemento finito. Considere el problema del flujo de calor transitorio unidimensional, la ecuación diferencial que gobierna éste es:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = k \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}$$

donde:

(3.1)

- T = Temperatura
- t = tiempo
- x = distancia
- k = constante ... $\lambda/\rho C$
- λ = conductividad térmica
- ρ = densidad de la masa
- C = calor específico

La ecuación 3.1 se puede expresar en forma de diferencia finita como:

$$\frac{T_{i,j+1} - T_{i,j}}{\Delta t} = \frac{k (T_{i-1,j} - 2T_{i,j} + T_{i+1,j})}{(\Delta x)^2} \quad (3.2)$$

donde

- $T_{i,j}$ = Temperatura en el punto i en el intervalo tiempo j
- Δt = incremento de tiempo entre los intervalos de tiempo
- Δx = incremento de la distancia entre los puntos.

Esto se puede usar para obtener una solución poniendo todas las T_i a valores iniciales y definiendo condiciones límite que dependen del tiempo. Los resultados explícitos para el intervalo de tiempo $j+1$ se obtienen como

$$T_{i,j+1} = \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} k (T_{i-1,j} - 2T_{i,j} + T_{i+1,j}) + T_{i,j} \quad (3.3)$$

pero note que hay un criterio de estabilidad asociado con el cálculo obtenido al escribir de nuevo la ecuación (3.3) como

$$T_{i,j+1} = rT_{i-1,j} + (1-2r)T_{i,j} + rT_{i+1,j} \quad (3.4)$$

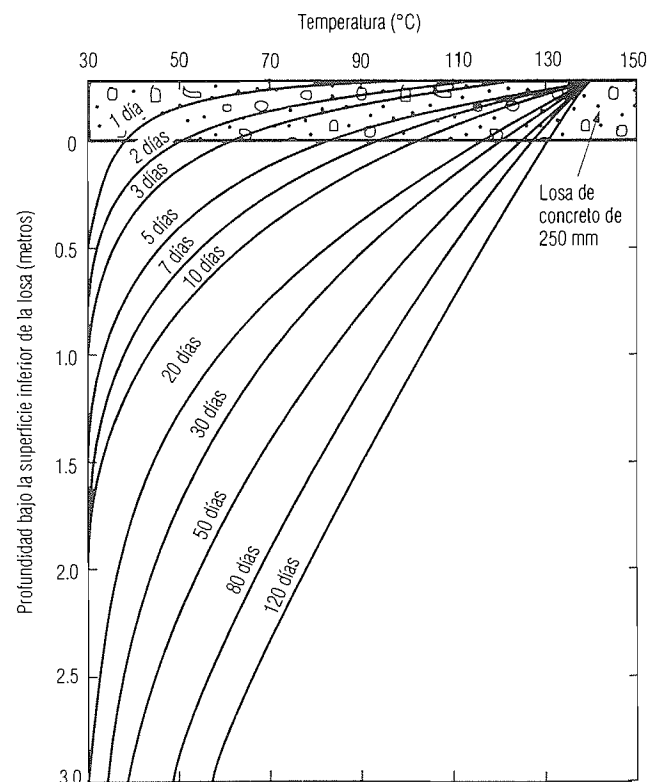


Figura 3.7. a). Distribución de la temperatura en el tiempo bajo una losa caliente.

donde

$$r = \frac{\Delta t}{(\Delta x)^2} k$$

Se puede ver que $r \leq 0.5$ es un requisito para asegurar una convergencia de la solución, es decir $\Delta t \leq 0.5 (\Delta x)^2 / k$.

Se puede obtener una solución por un método implícito que requiere soluciones de un conjunto de ecuaciones simultáneas a cada intervalo de tiempo que permite intervalos de tiempo más largos que los del método explícito.^{2,47}

La ecuación 3.1 relacionaría, digamos, el rango de incremento de la temperatura T a un nivel de profundidad x bajo la superficie de la masa del suelo donde un área ancha de la superficie del suelo está sujeta a algunos cambios definidos en la temperatura con el tiempo. Un caso como este se ilustra en la figura 3.7a donde una losa de concreto de 250 mm de espesor descansa en la arena. Inicialmente la temperatura a todos los niveles en la losa y arena era de 30 °C. Debido al inicio de un proceso de fundición, la temperatura de la superficie del concreto sube a 140 °C durante un periodo de siete días y después de eso permanece a 140 °C. Se considera que el agua

subterránea a 8 m bajo la losa permanece a una temperatura constante de 30 °C.

Un programa de computadora se escribió para determinar la distribución de la temperatura a varios tiempos usando la ecuación 3.3. Los resultados se muestran en la figura 3.7a. En este caso la determinación de la temperatura constituyó un precursor necesario para el análisis de presiones de vapor en el suelo bajo la losa. La difusión del vapor a través del suelo y la losa se modeló por diferencia finita mediante la ecuación

$$\frac{\partial g}{\partial t} = \frac{1}{\mu N} \frac{\partial P}{\partial x} \quad (3.5)$$

donde

g = masa de vapor difundida por unidad de área
 μN = resistencia de difusión
 P = presión de vapor

Los resultados de esta segunda parte del análisis se muestran en la figura 3.7b. La preocupación era que la presión del vapor se pudiera desarrollar a una extensión donde pudiera

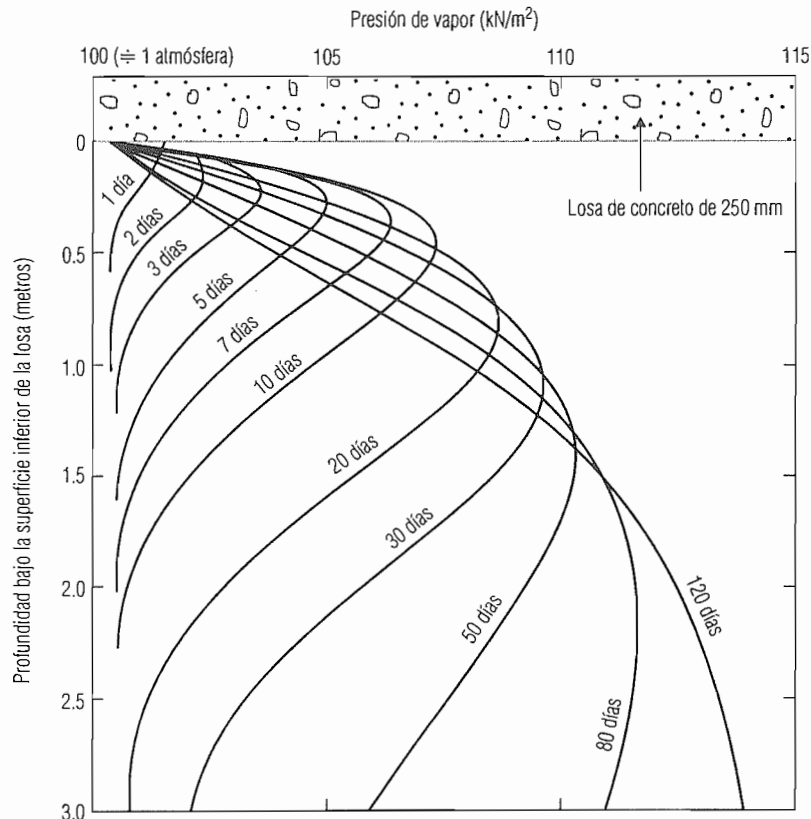


Figura 3.7. b). Distribución de la presión del vapor en el tiempo bajo una losa caliente.

levantar la losa. El problema era bidimensional ya que en ambos flujos de calor y difusión eran posibles en las direcciones horizontales transversal así como en la vertical. Sin embargo, los resultados del análisis unidimensional más simple y conservador muestran que el interés era injustificado.

La mayoría de los propósitos generales ampliamente disponibles de sistemas de elemento finito poseen la capacidad de análisis de flujo de calor para el caso de condiciones permanentes bidimensionales gobernado por la ecuación

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) = 0 \quad (3.6)$$

y a veces también puede ser resuelto el problema transitorio bidimensional gobernado por

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial T}{\partial y} \right) \quad (3.7)$$

Problemas más complicados que implican cambios de la fase del agua subterránea (hielo/agua o vapor/agua) requerirán de programas especiales.^{3,8}

3.2. MOVIMIENTOS DE TIERRA DEBIDOS A LA FILTRACIÓN DE AGUA Y A LA EROSIÓN DE LA SUPERFICIE

Los problemas con la filtración de agua y de erosión ocurren principalmente en suelos arenosos. La erosión interna por la filtración del agua subterránea puede resultar en alcantarillas fracturadas llevando con ella partículas finas de suelo.

La filtración de agua de la tierra puede causar también pérdida o degradación de los contenidos solubles de un material de desecho industrial de relleno. La pérdida consecuente del suelo debajo de cimentaciones puede producir el colapso de las estructuras. Un problema de este tipo es probable que ocurra en áreas de hundimiento de minas donde las alcantarillas y cañerías se pueden romper. Esto también puede ocurrir como resultado de técnicas descuidadas en una excavación profunda bajo el manto freático cuando las partículas del suelo son llevadas a la excavación por el fluido del agua.

Se ha sabido que en Sudáfrica, Zimbabwe y la región de Luanda en Angola ha habido hundimientos en las arenas sueltas como resultado de la filtración de agua de los escapes de cañerías o tuberías de drenaje. Es, a veces, la práctica

para proveer formas especiales de cimentaciones como salvaguarda contra tales contingencias (Jennings y Knight^{3,9}). Problemas similares han ocurrido en Rusia, donde los suelos loess (véase sección 1.13.2) están esparcidos y se han extendido a profundidades de cientos de metros; un rango de técnicas se han desarrollado por Abelev^{3,10} para tratar estos suelos. Donde el espesor del loess no exceda 5 m, es tratado compactando la superficie de la tierra. Un peso apisonador pesado desde 4 a 7 ton es dejado caer desde una altura de 5 a 7 m por medio de una grúa. De 10 a 16 golpes se aplican al mismo punto, que compacta el suelo a una profundidad de 2 a 3.5 m.

Donde los suelos loess están a más de 6 m de profundidad, se compactan en la profundidad por un taladro para pilotes o por explosión. Los tubos de acero de 280 mm de diámetro exterior se manejan por un martillo, para pilotes para profundidades de hasta 18 m. La punta más baja del tubo se cierra por un zapato cónico con un diámetro de un 50 % más largo que el del tubo. Después de la penetración total del tubo se retira y el hoyo se rellena con capas de suelo, cada una es compactada por apisonamiento.

Con el método de explosión, se utiliza un patrón de hoyos barrenados de 75-80 mm en el área para ser tratado. Si los suelos loess están secos, se inyecta agua para obtener el contenido de humedad óptima para la compactación. La carga de explosivos consiste en una cuerda de 40-50 mm de cartuchos explosivos suspendidos por cordones sobre la profundidad total del hueco. Las cargas en cada hueco son encendidas sucesivamente a intervalos de 1 minuto. Los huecos alargados resultantes de la explosión se rellenan con suelos en capas de cerca de 1.2 m; cada capa se apisonó con un pisón pesado de cerca de 1 ton.

La erosión de la superficie se puede efectuar como resultado de la pérdida de material a causa de vientos fuertes o erosión por flujo de agua. Las arenas finas, limo y turbas secas son propensos a la erosión por viento. La posibilidad de socavar las cimentaciones se puede prever rápidamente con una profundidad de cimentación mínima de cerca de 0.3 m, y favoreciendo el crecimiento de vegetación o cubriendo el suelo erosionable con grava, roca quebrada o arcilla. La erosión de la superficie por flujo de agua puede ser severa si las estructuras están situadas en lo más bajo de los valles, especialmente en regiones de tormentas tropicales. Las profundidades normales de cimentación (es decir 0.9-1.2 m) son inadecuadas para casos de erosión por aguas con crecientes, pero esta posibilidad puede ser prevista poniendo atención en la ubicación de estructuras, drenaje adecuado y pavimentación u otras for-

mas de protección de superficies, así como de trayectorias tomadas por descargas periódicas de crecidas de agua. Las cimentaciones de puentes u otras estructuras en caminos de aguas sujetas a descargas de inundaciones crecientes, pueden sufrir erosión severa. Las profundidades requeridas de dichas cimentaciones se pueden obtener por medio de cálculos hidráulicos y observaciones locales.

De vez en cuando, se reportan casos de hundimiento debido a la disolución de los minerales del suelo como resultado de la filtración de agua. El hundimiento y la formación de sumideros son comunes en Gran Bretaña en los distritos carbonífero, de piedra caliza y tiza (véase sección 1.14). Beles y Stanculescu^{3.11} describieron un caso de hundimiento poco usual de un grupo de edificios construidos en un macizo de sal en Rumania. La filtración del agua fresca debajo el macizo causó la disolución de la sal, resultando un asentamiento de 750 mm que continuó a un rango de 25 mm por mes. El rango del asentamiento se redujo a 1.5 mm por mes debido a la construcción de una barrera impermeable alrededor de tres lados del edificio afectado. La barrera se formó de una fila doble de perforaciones a 1 m, con una mezcla seca de arcilla y sulfato de sodio apisonada bajo de las perforaciones en la zona de carga de agua. Los problemas con cavidades de disolución se pueden evitar mediante cuidadosas investigaciones geológicas antes de iniciar cualquier construcción.

3.3. MOVIMIENTOS DE TIERRA DEBIDOS A VIBRACIONES

El proceso de uso de vibradores para consolidar concreto u aplanadoras vibratorias y placas para compactar arena o suelos de grava, son bien conocidos. Si un vibrador atizador se empuja a una masa de concreto suelto, la superficie de éste se hundirá y su densidad se incrementará por las vibraciones transmitidas. Se ha encontrado que la alta frecuencia en una planta de vibración es más efectiva que la frecuencia baja para suelos y concretos consolidados.

Los mismos efectos de consolidación y hundimiento pueden ocurrir si las cimentaciones en arenas o gravas arenosas (o si los mismos suelos) están sujetas a vibraciones de una fuente externa. De este modo, las vibraciones se pueden causar por maquinaria fuera de balance, máquinas recíprocas, martillos de caída libre, barreno para pilotes, explosión de rocas o temblores. Los daños a las estructuras existentes resultantes de las vibraciones de barreno para pilotes es muy común, es usual tomar precauciones contra estos efectos cuando se con-

sideran esquemas para cimentaciones con pilotes en arenas adyacentes a estructuras existentes.

Los experimentos en el campo y en laboratorios y registros de daños han demostrado que los asentamientos más serios debido a las vibraciones se causan por aquéllas de alta frecuencia en el rango de 500-2500 impulsos por minuto. Esto está también dentro del límite de turbinas de vapor y turbogeneradores. Terzaghi y Peck^{3.12} registraron un caso de cimentaciones de turbogenerado en arena y grava muy densa, en Alemania. La frecuencia de la maquinaria fue de 1500 rev/min y los asentamientos excedieron 0.3 m en un año en el que se puso la planta a trabajar. Terzaghi y Peck también mencionaron vibraciones de tráfico de larga continuación y temblores como causa de asentamientos de cimentaciones. Si las cimentaciones de las estructuras que cargan maquinaria de vibración no se pueden llevar hasta un estrato no sensible a la vibración (las arcillas por ejemplo, usualmente no se asientan bajo cargas de vibración), entonces se deben adoptar métodos especiales en el montaje de la maquinaria para amortiguar las vibraciones. La consolidación de arenas bajo las cimentaciones por procesos de vibración se describen en la sección 11.6. Los métodos para diseñar cimentaciones de maquinaria para absorber o amortiguar vibraciones se describen más adelante en este capítulo.

3.4. MOVIMIENTOS DE TIERRA DEBIDOS AL DESLIZAMIENTO DE LADERAS

Ciertos declives de laderas naturales son propensos al movimiento a largo plazo que generalmente toma la forma de una masa del suelo en una superficie poco profunda del deslizamiento cuesta abajo. Dichos movimientos son típicos en las laderas de arcilla London, en las áreas dentro de terrenos con pendientes de 8° o más empinados. Sus efectos se pueden ver en cerros paralelos, en la superficie del terreno y en árboles inclinados. Los pozos de prueba se deben excavar en sitios inclinados para investigar la posible incidencia de restos potencialmente inestables al corte (lámina de soliflucción) llevados hacia abajo y que proceden del terreno más alto.

Normalmente, el peso de estructuras edificadas en estas pendientes es insignificante en relación con la masa del terreno que se desliza. En consecuencia la carga de la cimentación tiene poca o ninguna influencia en el factor de seguridad contra el deslizamiento. Sin embargo, otras operaciones de construcción pueden tener un efecto serio en la estabilidad de la pendiente, por ejemplo, las operaciones de renivelación impli-

can la construcción de terrazas en los declives que pueden cambiar el estado del esfuerzo en las áreas de corte y relleno, o el drenaje natural del agua del subsuelo que se puede interceptar por muros de contención.

La inestabilidad de los declives puede ocurrir en laderas rocosas donde el estrato se sumerge con la superficie del terreno, especialmente donde los planos de esquistos o gredas arcillosas son lubricados por agua. Otra vez el riesgo de inestabilidad se incrementa por operaciones de renivelación o alteración de las condiciones naturales de drenado más que por la carga de la cimentación.

Se puede hacer poco para restaurar la estabilidad de los declives de laderas en arcillas ya que las masas del suelo implicadas son muy largas y las operaciones de renivelación en la escala requerida son comúnmente imposibles. El mejor consejo es evitar construir en esas áreas o si esto no es posible, diseñar las cimentaciones para que la estructura completa sea movida como una unidad como condición para corregir el nivel como se requiera. Los métodos adecuados de construcción se discuten en la siguiente sección de este capítulo.

La inestabilidad local en pendientes rocosas se puede corregir por la lechada o cerramiento rocoso como se describe en la sección 9.3.4.

3.5. MOVIMIENTOS DE TIERRA DEBIDOS AL HUNDIMIENTO DE MINERÍA

3.5.1. Formas de hundimiento

La magnitud y extensión lateral de hundimientos debidos a la extracción mineral depende del método usado para la extracción de los minerales del suelo, ya sea por minado, bombeo o extracción. Los problemas principales en Gran Bretaña surgen de las labores de las minas de carbón, éstos serán discutidos en detalle en las páginas siguientes. Un método anterior de extracción de carbón fue sumergiendo "pozos-campana", practicado en tiempos medievales. Un pozo vertical era cavado hasta el nivel de la veta de carbón y entonces se continuaban las labores de excavaciones en forma radial en ese pozo. El fondo del pozo era "acampanado hacia afuera" tanto como fuera necesario para soportar el techo (figura 3.8), y la explotación continuaba hasta que el techo estaba en inminente peligro de colapso o la acumulación del agua del subsuelo era demasiada para el empaclado o el equipo de bombeo primitivos. Los pozos se

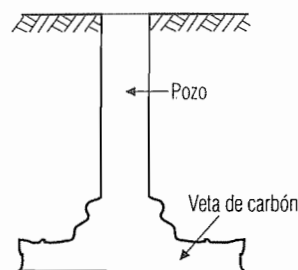


Figura 3.8. Trabajos medievales de carbón.

rellenaron con escombros de otros trabajos o se usaron como lugar de desecho.

La mayoría de los vestigios de estos trabajos se perdieron con el paso de los siglos, pero se siguen recordando notablemente, en zonas carboníferas de Northumberland, como una fuente de problemas en el diseño de cimentaciones. Su presencia puede a veces ser detectada por depresiones en el suelo.

Trabajos similares se excavaron en varios campos carboníferos a través del país en 1926. Estos trabajos en forma de pozos, terrenos de acarreo o zanjas profundas se excavaron en o cerca de los brotes de la veta de carbón. No se guardó ningún registro de sus ubicaciones, pero la investigación local demuestra, a veces, su presencia. Trabajos similares se hicieron probablemente en 1984-1985.

Aunque los métodos geofísicos se han utilizado para detectar los pozos sellados con éxito limitado, la presencia del desecho de metal, cimentaciones viejas y ductos rellenos, limita la utilidad de observaciones geofísicas. El método más positivo para localizar los posibles lugares donde se sospecha que hay un pozo es mediante la perforación en el lugar.

3.5.2. Trabajos de pilar y galería

Las técnicas de minería mejorada, en particular el desarrollo de una planta de bombeo de vapor en los siglos XVIII y XIX, extendió los trabajos a distancias mayores de los pozos. El soporte para el techo fue dado por métodos conocidos como "pilar y galería", "cámara y pilar" o "pilar y bordo". Las galerías se llevaban hacia afuera del pozo con galerías cruzadas, dejando pilares rectangulares de carbón no trabajado para soportar el techo (figura 3.9). Sólo del 30 al 50 % del carbón se extraía de esta manera en el primer avance de los trabajos del pozo.

Al regresar los trabajos hacia el pozo, los pilares se removían, permitiendo el colapso total o parcial del techo, para dar

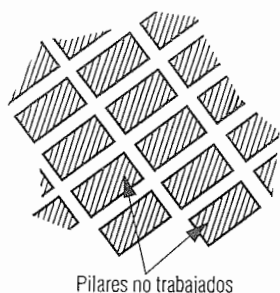


Figura 3.9. Plano de trabajos de pilares y galería.

soporte continuo. Grandes columnas se dejaban debajo de iglesias y edificios públicos similares y a veces debajo de obras de arranque de minas de carbón. Los patrones de trabajo de pilares y galerías adoptados en varias partes de la Gran Bretaña se describen e ilustran por Healy y Head.^{3,13}

En varios campos carboníferos de Gran Bretaña la presencia de estos viejos trabajos de pilares y galerías con pilares trabajados parcialmente permanecen como un problema recurrente constante en el diseño de cimentaciones donde nuevas estructuras tienen que ser construidas sobre ellos. Si la profundidad de la cubierta del suelo y la sobrecarga (*overburden*) de la roca es grande, la carga adicional de la estructura del edificio es relativamente insignificante y el riesgo de hundimiento debido a la nueva carga es imperceptible (figura 3.10a). Sin embargo, si la sobrecarga (*overburden*) es pequeña, y en especial se compone de material débil que se desmorona, hay riesgo de que la carga adicional impuesta por la nueva estructura cause un derrumbamiento en un arqueo y en el techo parcialmente colapsado, derivando en hundimiento local (figura 3.10b). Hay un riesgo incrementado de hundimiento, o renovación de pasados desplomes de trabajos de

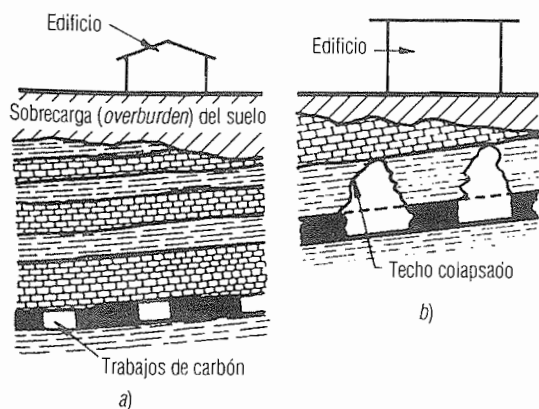


Figura 3.10. Condiciones estables e inestables para la construcción de los trabajos de pilares y galería. a) Condiciones estables. b) Condiciones potencialmente inestables.

pilar y galería si las vetas subyacentes se trabajaron por métodos de frente corrido (*longwall*).

Hay también riesgo de hundimiento si las labores de inundación se bombean en seco, cuando el peso efectivo de la sobrecarga (*overburden*) se incrementa como resultado de la eliminación del soporte de la presión del agua. Esto incrementará la carga en los pilares, posiblemente al punto de su colapso.

3.5.3. Trabajos de frentes corridos

El método de hoy en día de extracción de carbón es mediante labores de "frente corrido" por el cual el frente de carbón es continuamente avanzado sobre un frente largo. El techo cerca del frente se soporta por puntales, el "relleno de desechos" o cavidad dejada por la extracción local se rellena parcialmente con material de desecho. Como los puntales son eliminados o permiten el aplastamiento, los hundimientos del techo provocan asentamientos lentos de la superficie del terreno. El hundimiento de la superficie toma la forma de una onda avanzada moviéndose en la misma proporción que el frente de carbón (figura 3.11).

La cantidad del colapso a nivel del suelo es usualmente menor que la profundidad de la galería bajo el terreno debido al abultamiento de estratos colapsados. El relleno sólido de la galería con desechos triturados puede reducir el hundimiento a sólo la mitad del producido por la galería vacía. La depresión ocurre alrededor del área de extracción de carbón, y el área afectada a nivel del suelo es mayor que el área de extracción. El ángulo entre la vertical y la línea trazada desde el frente de carbón para cortar transversalmente la superficie del suelo al borde de la onda del hundimiento se conoce como *ángulo límite* (figura 3.11); es por lo común de 35° . El movimiento de la superficie del terreno no es sólo vertical; los esfuerzos horizontales son causados por los colapsos a lo largo de la onda. De este modo el edificio A en la figura 3.12 primero experimentó una inclinación hacia la artesa acompañado por esfuerzos de tensión en la superficie del terreno el cual tiende a jalar aparte el edificio. Como la onda continúa avanzando, el terreno se hace cóncavo. Cuando la parte cóncava de la onda del hundimiento alcanza al edificio, la dirección de la inclinación ha sido revertida y la superficie del suelo estará en una zona de compresión que tiende a cuartear el edificio. Al avanzar las ondas lejos el edificio se endereza finalmente y los esfuerzos horizontales desaparecerán eventualmente. Los movimientos verticales y horizontales resultantes de la minería de frente corrido son severos. El monto de las inclinaciones

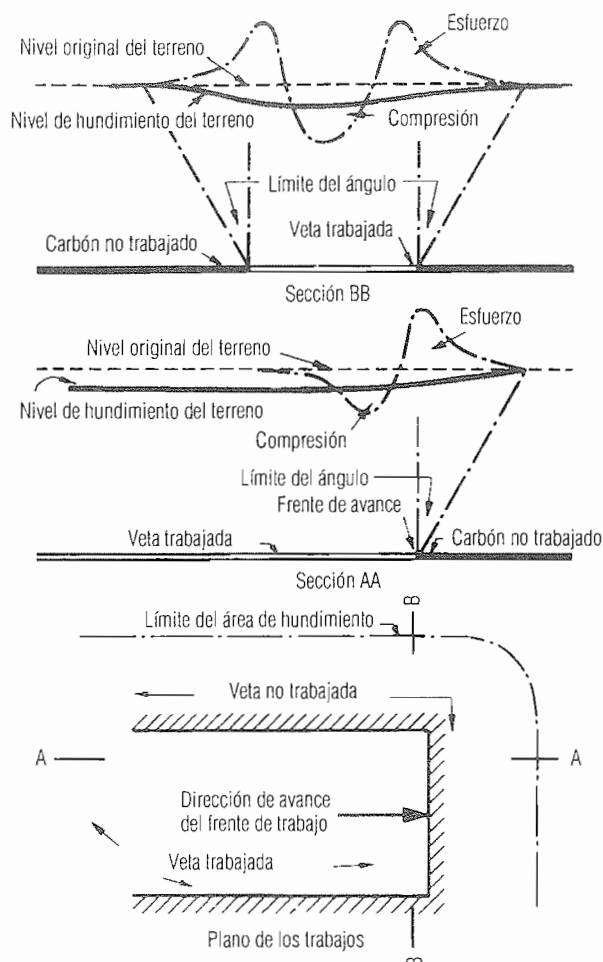


Figura 3.11. Forma de hundimiento de tierra resultante del trabajo de frente corrido.

depende de los declives de la superficie pero éste puede variar entre 1 y 50 o a la inclinación sobre trabajos superficiales a prácticamente nada sobre trabajos profundos. Los esfuerzos horizontales no deben ser mayores de 0.8 % para trabajos superficiales, pero son más comunes de 0.2 % o menos.

La protección en una forma u otra de estructuras no se puede descuidar. Se debe apreciar que los movimientos son raramente uniformes. Es posible predecir con justa precisión la cantidad de asentamiento y la extensión de la zona de hundimiento si el carbón es horizontal o casi así, y si las condiciones de sobrecarga (*overburden*) son razonablemente uniformes. Sin embargo si la veta de carbón es acantilada y de espiral, ninguna predicción razonable se puede hacer. Las variaciones en la sobrecarga (*overburden*), especialmente en la profundidad de la cubierta del suelo, pueden causar movimientos diferenciales horizontales y verticales a través de estructuras individuales. Las fallas pueden causar un



Figura 3.12

movimiento severo de la superficie del suelo. El problema es más complicado si las vetas se trabajaron a niveles más profundos, en diferentes tiempos y en diversas direcciones de avance.

3.5.4. Otras formas de hundimiento

Otras formas de extracción mineral subterránea por métodos de explotación o bombeo originan problemas similares de hundimiento (véase Healy y Head^{3,13}). En Cheshire se saca agua salina, por bombeo de rocas salinas. En años recientes el bombeo indiscriminado causó un gran hundimiento a largo plazo sobre una extensa área debido a la eliminación del soporte flotante de los estratos de sobrecarga (*overburden*) y a la formación de grandes cavidades debido a la disolución de la sal en la roca. Un hundimiento similar se causa por los movimientos debidos al bombeo de aceite mineral y gas natural.

La extensión y profundidad del hundimiento puede ser muy reducido por extracción planeada cuidadosamente acompañada por "recarga" o bombeo de recuperación con lo cual el agua o el gas son bombeados simultáneamente con la extracción de los minerales. En algunas áreas de bombeo de agua salina del norte de Inglaterra, la cantidad bombeada en una perforación es limitada y las perforaciones son espaciadas a intervalos tales que las cavidades individuales son separadas por pilares de sal de un grosor suficiente para dar soporte a la sobrecarga (*overburden*).

3.5.5. Protección contra el hundimiento debido a la minería de frente corrido

Los esquemas para la protección contra el hundimiento se deben elaborar en conjunción con las autoridades locales de minas. Mucho se puede hacer para reducir el declive del hundimiento, y de aquí, para reducir la tensión y compresión del suelo, planeando la extracción del mineral en franjas sucesivas de un ancho predeterminado. Los declives tam-

bién se pueden reducir considerablemente por los trabajos de minería concurrentes de dos o más vetas debajo de un lugar, avanzando el frente de trabajo en diferentes direcciones. La opinión de un ingeniero consultor en minería o un geólogo con conocimiento del área es aconsejable. Las medidas a ser tomadas dependen en gran parte del tipo y función de la estructura. Se puede obtener una protección completa dejando un pilar de carbón no trabajado debajo de la estructura (figura 3.13). Esto implica pagos costosos a los dueños de la mina por el valor del carbón no trabajado y los efectos de hundimiento alrededor del borde del pilar se incrementan severamente. Por eso, la protección con pilares no trabajados es considerada sólo en el caso de estructuras como presas donde el daño estructural puede tener efectos catastróficos. Las medidas para la protección de estructuras y bibliografías completas sobre la materia están dadas en el *Subsidence Engineers Handbook* (Manual de Hundimientos para Ingenieros), publicado por el National Coal Board (Consejo Nacional del Carbón).^{3,14}

Los principios generales recomendados en el manual son:

- a) Las estructuras deben ser completamente rígidas o en su totalidad flexibles. Los puentes de soporte simple y superestructuras flexibles se deben usar siempre que sea posible.
- b) La cimentación basada en losa poco profunda es el mejor método de protección contra los esfuerzos de tensión o compresión en la superficie del suelo.
- c) Las estructuras largas se deben dividir en unidades independientes. El ancho de las boquillas entre las unidades se puede calcular por el conocimiento de los esfuerzos de tensión del terreno derivados de la predicción del hundimiento del suelo.
- d) Los edificios pequeños se deben mantener separados uno de otro, evitando la conexión mediante alerones de pared, edificios de lindero o por los empujes del concreto.

Aunque la orientación de una estructura en relación con la dirección de avance de la onda de hundimiento tiene, teó-

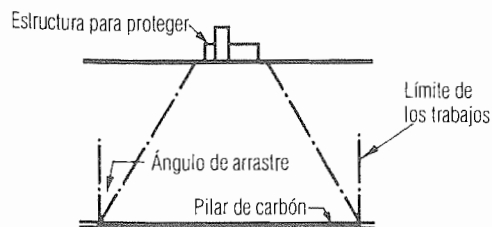


Figura 3.13. Protección de estructura con un pilar de carbón no trabajado.

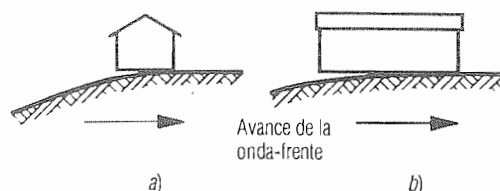


Figura 3.14. Asentamiento de estructuras en relación con el avance de la onda de hundimiento. a) Edificio paralelo al frente de la onda. b) Edificio en ángulos rectos al frente de la onda.

ricamente, efecto en la distorsión de la estructura (figura 3.14), el National Coal Board handbook (Manual del Consejo Nacional del Carbón), establece que hay un pequeño punto al tratar de orientar una estructura en cualquier dirección particular relacionado con los trabajos de minas a menos que la minería sea acometida en un futuro cercano con un plan definitivo. El manual establece que no hay suficiente diferencia entre el declive máximo en un perfil transversal y aquel en un perfil longitudinal para afectar el diseño de la estructura. El diseño debe permitir los movimientos normales máximos que se predijeron para que sean trabajadas las vetas.

Las estructuras no se deben colocar fuera de un radio de varios metros de fallas geológicas conocidas, ya que el hundimiento podría ser severo cerca de los planos de las fallas.

Protección por cimentaciones basadas en losa

Las losas de cimentación deben ser lo menos profundas en lo posible, de preferencia en la superficie, para que los esfuerzos de compresión puedan tener lugar bajo ellas en vez de transmitir fuerzas de compresión directas en sus bordes; se deben construir en una capa delgada para que la losa se deslice con los movimientos del suelo que ocurren debajo de ellas. Entonces sólo se necesita proveer de suficiente reforzamiento en las losas para que resistan esfuerzos de tensión y compresión constituidos por la fricción en la capa delgada. En caso de estructuras ligeras como las viviendas, no es práctico hacer la losa más pequeña que el área planeada del edificio. Sin embargo, en caso de estructuras pesadas es necesario adoptar las presiones de carga más altas posibles para que las dimensiones del plano de la losa sean lo más pequeñas posibles (figura 3.15). Así, las fuerzas horizontales totales de esfuerzo y compresión que actúan en la superficie inferior de la losa sean mantenidas al mínimo y sus longitudes que actúan como una ménsula (figura 3.15a) a una etapa de arqueamiento (bog-

gin stage) o como una viga (figura 3.15b) en la etapa de combeamiento (*sagging stage*) son también a un mínimo. Mauntner^{3.15} ha analizado las condiciones de soporte que se muestran en la figura 3.15 como sigue.

La presión máxima en las cimentaciones se da por:

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{4qb}{3(b-2l)} \text{ para el soporte} \quad (3.8)$$

y

$$q_{m\acute{a}x} = \frac{qb}{b-l} \text{ para un soporte libre,} \quad (3.9)$$

donde

b = longitud de la estructura en el plano vertical bajo consideración,

q = presión de diseño uniforme supuesta en suelo sin alteración,

l = longitud sin apoyo para la ménsula o soporte libre.

El valor de $q_{m\acute{a}x}$ depende de la longitud l que a su vez depende de la proporción $q_{m\acute{a}x}/q$. Tan pronto como el valor de $q_{m\acute{a}x}$ se aproxime a la capacidad de carga final del suelo, ocurrirá la flexibilidad de la tierra, causando la inclinación de la estructura en el caso de la ménsula (figura 3.15a) y asentar más o menos uniformemente en el caso del soporte libre (figura 3.15b). En ambos casos el efecto es para incrementar el área de soporte dada a la superficie inferior de la cimentación, por lo tanto reduciendo la longitud la ménsula o la extensión de la viga y reduciendo los esfuerzos en la estructura o la superestructura de la cimentación. Es muy claro en las ecuaciones 3.8 y 3.9 que mientras más pequeña sea la proporción de la capacidad de carga final para diseñar la presión de carga, menor será la longitud de la ménsula o la longitud del tramo sin soporte de la viga. En otras palabras, la presión de carga diseñada se debe mantener lo más cerca posible de la capacidad de carga final $q_{m\acute{a}x}$. El valor de $q_{m\acute{a}x}$ se puede determinar por pruebas mecánicas de suelos o por pruebas de carga de la placa en el suelo; por lo tanto, el valor de l se puede estimar aproximadamente. Se puede evaluar sólo aproximadamente porque la supuesta distribución de la presión en línea recta que se muestra en la figura 3.15a o la distribución uniforme a cada punta de la caja del soporte libre en la figura 3.15b no es necesariamente verdadero. También se debe notar que el alineamiento del frente

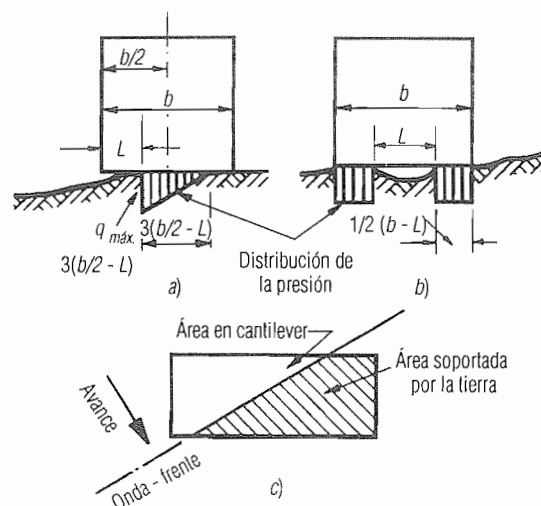


Figura 3.15. Cálculo de la presión máxima de cimentación (tomado de Mauntner^{3.15}). a) Losa trabajando como cantilever. b) Losa actuando como una viga. c) Frente de la onda oblicua a la estructura.

de la onda del hundimiento en relación con el plano de la cimentación no se conoce por anticipado. Es por eso necesario analizar varias posiciones de la onda de hundimiento y calcular la condición peor del soporte para la estructura (figura 3.15c). Debido a que la presión de carga diseñada se hace muy cerca del final, el asentamiento por consolidación puede ser severo si el suelo es compresible (por ejemplo en una arcilla o arena suelta). Sin embargo, la magnitud de los asentamientos por consolidación será menor en relación con los movimientos de hundimiento de minería.

El diseño típico de una losa ligera de cimentación para una vivienda como la recomendada por las autoridades del Gobierno Británico^{3.16} se muestra en la figura 3.16. Las características del diseño son las siguientes:

a) Una capa de 150 mm de arena compactada u otro material granular apropiado es puesto en la superficie del terreno.

b) Una capa de papel impermeabilizante o lámina de polieteno está situada sobre la capa de la base granular inferior para actuar como una superficie deslizante.

c) El refuerzo está previsto para resistir las fuerzas de fricción que actúan en la superficie inferior de la losa cuando ésta se desliza sobre la base inferior.

d) Las fuerzas de fricción deben estar en dirección longitudinal o transversal y ser tomadas como el producto de la mitad del peso de la estructura y el coeficiente de fricción entre la losa y el material granular.

e) El coeficiente de fricción se debe tomar como 2/3.

f) El esfuerzo de tensión permisible en el acero debe ser

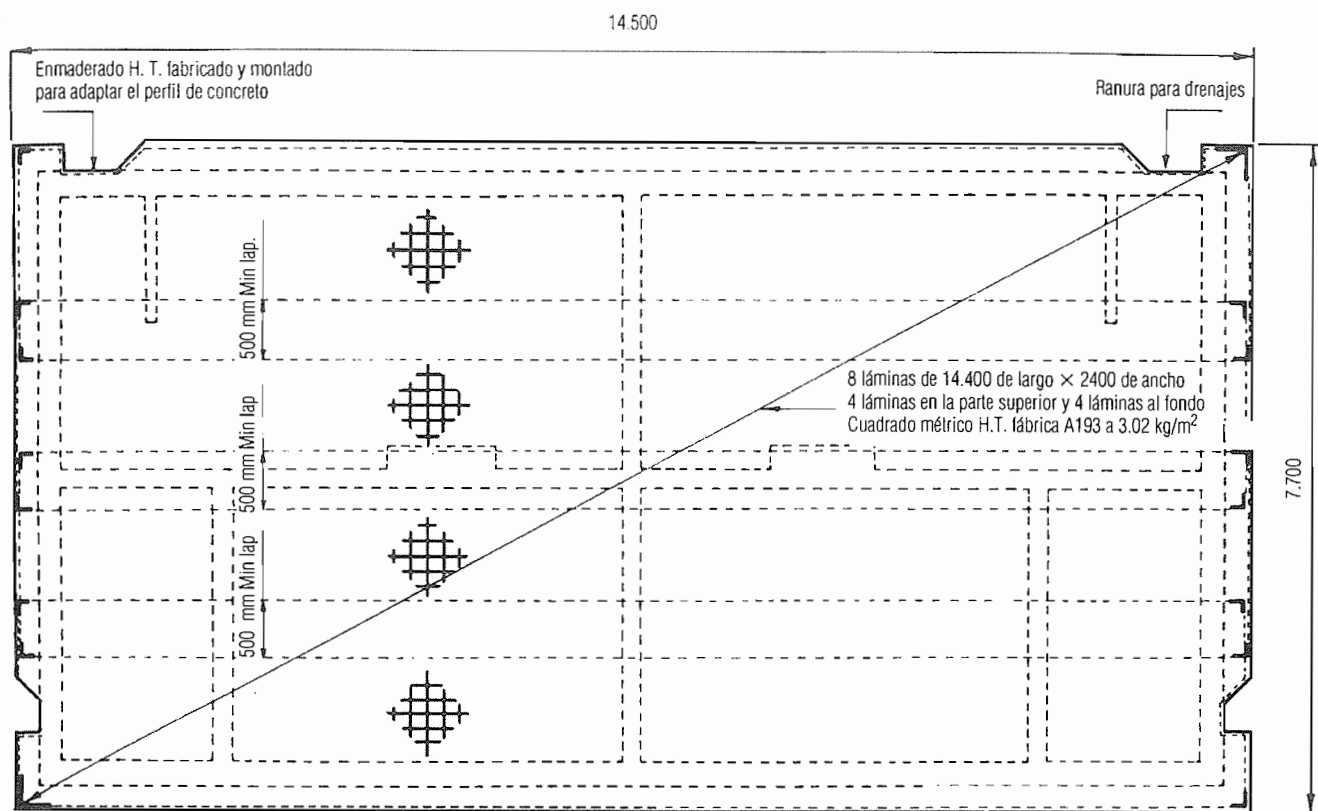


Figura 3.16. Diseño del Ministry of Works (Ministerio de Trabajos) para una cimentación de losa de 150 mm para edificios ligeros sujetos a hundimiento por minería.

tomado como 200 N/mm^2 y el esfuerzo de compresión permisible en el concreto como 14 N/mm^2 .

g) Las cargas de nieve y las de viento en el edificio se deben descartar y la sobrecarga del piso tomada como 480 N/m^2 .

h) Si se usa el refuerzo de una sola capa debe situarse en el centro de la losa para permitir el arqueado y combeamiento de la superficie de la tierra, pero la espesura de la losa y el porcentaje de refuerzo es tanto que la losa se deformará sobre movimientos verticales más que permanecer en un plano rígido.

i) El diseño hace posible la tolerancia para la resistencia al movimiento dado por la superestructura; por ejemplo: las puertas y ventanas se arreglan para no debilitar los muros; los muros internos de apoyo-carga se unen con muros externos, los pisos y techos se aseguran a todas las paredes, se usa cartón de yeso (o lámina de fibra) para techos en lugar de yeso, y la mezcla de cal para el enladrillado en lugar de mezclas de cemento para permitir movimiento a lo largo de las juntas en lugar de anchas cuarteaduras ocasionales.

El National Coal Board (Cámara Nacional del Carbón)^{3,14} indica que el costo de la provisión de losas de este tipo en el

caso de cientos de casas no se justifica ya que el costo de reparación de las pocas casas dañadas por el hundimiento por minería, normalmente es menor que el de proteger todas las casas. Recomiendan que, donde las cimentaciones basadas en zapata corrida se consideren satisfactorias, se deben dejar sobre una lecho de arena con provisiones en las puntas de las zanjas de las cimentaciones para movimiento longitudinal.

Las losas pesadas y vigas o losas reticulares se requieren para estructuras de multiniveles o instalación de plantas pesadas. Es importante que estas losas rigidizadas sean construidas en una membrana que yace sobre una base granular, y que la superficie inferior de la losa debe estar en una losa plana; por ejemplo, las vigas se deben diseñar como vigas rectas. Las losas rígidas se deben diseñar para las condiciones de soporte mostradas en la figura 3.15.

Debido a los movimientos largos que tienen lugar con la minería de frente corrido, una deflexión apreciable de la losa no debe evitarse y las precauciones adecuadas son necesarias en el diseño de superestructuras como la flexibilidad en el diseño o provisión para cubrir la superestructura de una losa reforzada apropiadamente.

Protección por medio de articulación

La articulación se ha usado extensamente para la construcción de escuelas en Gran Bretaña. En la muy conocida "Construcción Nottinghamshire", descrito por Lacey y Swain,^{3.17} la superestructura consiste de un marco de acero de junta remachada diseñada para un rombo (*lozenge*) en cualquier dirección. El recubrimiento de tejas, losas prefabricadas de concreto, paneles de madera y hojas de esmalte vítreas son diseñados para moverse en relación con el marco, como lo está la construcción de paredes de yeso. Se esperan las cuarteaduras en la losa de piso ligeramente reforzado, por consiguiente se diseñan en concordancia los acabados de los pisos.

En lugar de articular la superestructura es posible prever cimentaciones articuladas con una superestructura rígida. Este es el método "soporte de punto triple" usado en Alemania, Holanda y Polonia, descrito por Mauntner.^{3.15} Las cimentaciones consisten de tres pilas o zapatas aisladas. La superestructura se construye en columnas que descansan en cargas esféricas en las zapatas (figura 3.17). Si la cimentación se inclina, con el paso de la onda de hundimiento siempre permanecen en el mismo plano. Por lo tanto, aunque la superestructura debe inclinarse, no hay un movimiento diferencial que cause el agrietamiento o torcimiento. Otro punto importante del método de punto triple es usar las presiones de carga lo más altas posibles con la finalidad de lograr bloques de las cimentaciones lo más pequeñas posible. Por esto la inclinación de los bloques en relación de uno a otro es mínima, el esfuerzo horizontal y las fuerzas de compresión que actúan en la superficie inferior de los bloques son también mantenidos al mínimo.

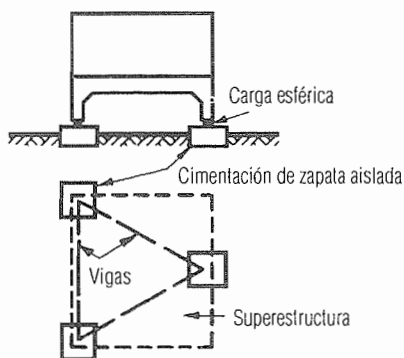


Figura 3.17. Método de soporte de triple punto.

Otros métodos

Se han ideado sistemas de cubierta patentados que incorporan diversas cubiertas hidráulicas debajo de muros o columnas de estructuras. Las cubiertas son conectadas a un sistema de control central que automáticamente las ajusta individualmente a medida que se efectúan los asentamientos. Es importante que dichos sistemas sean diseñados para resistir tanto movimientos horizontales como el hundimiento.

Wardell^{3.18} ha descrito el uso de zanjas alrededor de las estructuras para aligerar la compresión horizontal. También declara que aunque la mayoría de los casos de daños a estructuras tradicionales se causan por tensión, los casos verdaderamente serios tienen, a veces, daños irreparables a estructuras tradicionales causados por el esfuerzo a compresión, que puede ser doblemente el esfuerzo de tensión.

Las cimentaciones con pilotes no se deben usar bajo ninguna circunstancia en áreas de hundimientos de minería de frente corrido, ya que las fuerzas horizontales también pueden cortar a través de los pilotes o causar falla por tensión de la junta de las vigas o las losas que conectan los cabezales de los pilotes. Las estructuras situadas en terreno blando o relleno, donde los pilotes se podrían usar en condiciones normales, se deben construir en losas diseñadas para acomodar movimientos diferenciales resultantes tanto de consolidaciones del hundimiento de minería como de relleno. Los movimientos de los primeros son probablemente los más grandes.

3.5.6. Protección contra los efectos de los pilares y galerías de minería

Los problemas de protección contra el hundimiento que se desarrolla por el rompimiento de trabajos de pilares y galería son muy diferentes a los implicados en la minería de frente corrido.

En el último caso el ingeniero está tratando con cierto hundimiento causado por la minería en curso progresivo o propuesta para el futuro, y la cantidad y la extensión de los movimientos son en gran medida predecibles. En el caso de trabajos de pilares y galerías de explotación el ingeniero se interesa por los trabajos pasados, realizados posiblemente hace 100 años o más. Probablemente todos los hundimientos estén completos o el hundimiento podría nunca aparecer, pero los trabajos están en condiciones de inestabilidad incipiente tales como la carga adicional del edificio en la superficie del terreno o el cambio en niveles de agua subterránea que pue-

dan causar el colapso de un pilar o el hundimiento de un techo arqueado o debilitado por erosión u oxidación. En algunos casos el hundimiento parcial se puede deber al empuje de un pilar hacia un pavimento suave y la carga adicional de una estructura puede incrementar esta forma de hundimiento.

El primer paso en la consideración de esquemas de protección es hacer una exploración detallada de los trabajos consultando a un geólogo. Se deben consultar primero todos los datos disponibles en manos de autoridades de minería, bibliotecas o museos locales y el Institute of Geological Sciences (Instituto de Ciencias Geológicas). Las perforaciones verticales que usan barrenas tubulares rotatorias deben ser sumidas para estabilizar la profundidad y sumersión de la veta trabajada y la naturaleza de la sobrecarga (*overburden*). Si se encuentra carbón intacto y no hay cavidades, no se debe asumir que la veta no se trabajó. Una vez conocida la profundidad de la veta, el ingeniero debe decidir si es probable que el hundimiento sea un serio riesgo. Si la sobrecarga (*overburden*) es profunda, y la carga impuesta por la nueva estructura es pequeña en comparación, se debe decidir si el riesgo es insignificante, especialmente si hay capas de macizos de piedra arenosa formando un techo firme sobre las cavidades. Si la sobrecarga (*overburden*) es delgada y se compone principalmente de suelo o esquistos de arcillas débiles, o si hay evidencia en la superficie de hundimientos anteriores en la forma de depresiones al azar, el ingeniero debe decidir después si es necesaria alguna forma de protección. Un mapa detallado de las galerías está mejor hecho conduciendo la cabeza desde la parte que asoma si está cerca, a mano o hundiendo el pozo al nivel de la veta de carbón para obtener acceso a los trabajos. Sin embargo, los trabajos raramente son poco profundos para este propósito y hay considerables riesgos en la apertura de trabajos viejos para propósitos de exploración. Usualmente, lo mejor es obtener una foto amplia de la extensión lateral y la profundidad de la veta de carbón trabajada por medio de agujeros verticales e inclinados barrenados en la superficie del suelo. No debe intentarse la localización de galerías individuales y pilares, y aunque haya evidencia contraria se debe considerar que toda el área debajo de la estructura fue trabajada. Los agujeros perforados por una perforadora de mano barrenados verticalmente desde la superficie han sido usados para dibujar galerías, pero se requiere muy poco espaciamiento para obtener información adecuada. El método es solamente apropiado para terrenos donde las galerías no se colapsaron y están libres de escombros amontonados en el hoyo. En tales casos, la localización de los trabajos es revelada por una caída repentina de las varillas del taladro. Sin embar-

go, si el techo de los trabajos se ha colapsado, formando numerosas cavidades pequeñas arriba de la veta trabajada, entonces los agujeros verticales perforados por un martillo perforador no darán ninguna información útil. Unos cuantos hoyos barrenados tubularmente son mejores que varios agujeros perforados por un martillo perforador, ya que los primeros dan información útil de las condiciones de colapso de la sobrecarga (*overburden*) de roca a la veta de carbón, permitiendo que los riesgos de hundimiento futuro tengan una evaluación confiable. El uso de cámaras de circuito cerrado de televisión en perforaciones de pequeños diámetros frecuentemente proveen información valiosa en las condiciones de estabilidad de pilares y de los techos de las cavidades. Son necesarias medidas de seguridad contra las explosiones de gas cuando se usa una televisión u otros equipos electrónicos en huecos no llenos de agua. Se debe consultar al National Coal Board and Health and Safety Executive (Consejo de la Cámara Nacional del Carbón y la Administración de Seguridad y Salud).

Si la exploración muestra que una gran proporción del área de la cimentación ha sido minada y el espesor y la estabilidad del techo causan preocupación, el ingeniero debe decidir si se deben considerar precauciones contra el hundimiento por quiebre de un pilar o un colapso del techo. Se han utilizado tres métodos:

- a) La provisión de una losa de cimentación pesada diseñada para puentear sobre un área local colapsada.
- b) Los pilotes o pilas llevados hacia abajo a través de la sobrecarga (*overburden*) y trabajos de minería al estrato resistente subyacente.
- c) Rellenar los trabajos con lechada de cemento u otro relleno importado.

Cimentaciones basadas en losa

Éstas pueden consistir en losas de concreto reforzado o en losa rígida y losas celulares de viga. El último tipo es apropiado para la provisión de bolsas cubiertas en las vigas erguidas para permitir que las columnas o muros sean reniveladas si el hundimiento distorsiona la losa. Una cimentación basada en losa de 600 mm se usó debajo de edificios de ocho pisos en Gateshead donde los trabajos en la veta de un grosor de 0.9 a 1.2 m estaban a sólo 2.3 m debajo de las cimentaciones. Se decidió que dichas losas podrían puentear las cavidades y cualquier futura zona de hundimiento local, ya que las galerías de un ancho de 2.75 a 3 m estaban soportadas por pilares

intactos y el techo para los trabajos consistía de macizos de roca arenosa.

Cimentaciones con pilas

Éstas son usadas para sitios donde la sobrecarga (*overburden*) es demasiado débil para soportar cimentaciones superficiales. Las pilas se deben llevar a través de la sobrecarga (*overburden*) hasta un estrato de carga debajo de los trabajos anteriores, porque cimentar a un nivel superior implicaría un riesgo de carga concentrada en un estrato potencialmente inestable sobre los trabajos. Se deben tomar precauciones contra el arrastre hacia abajo de las pilas por el movimiento vertical de la sobrecarga (*overburden*) o fuerzas cortantes horizontales en las pilas causados por el movimiento lateral del suelo. Dichos movimientos se pueden efectuar en cualquier momento del futuro como resultado del sobreesfuerzo de los pilares o el colapso del techo. Se debe prever un espacio entre las pilas y la sobrecarga (*overburden*), y rellenarse con material plástico para prevenirlo de llenarse con escombros acumulados que transmitan fuerzas pesadas a las pilas. El asfalto o chapopote es el mejor tipo de material de relleno. Los ingenie-

ros holandeses de minas usan losas prefabricadas de asfalto de hasta 330 mm de espesor entre el concreto armado interior y los enchachados de ladrillo exteriores de pozos de minas de carbón para darles protección contra el hundimiento a causa de la mina, como lo describió Weehuizen.^{3,19}

Cimentaciones sobre pilotes

Si las cimentaciones sobre pilotes son necesarias por las condiciones de sobrecarga (*overburden*) débil, se debe instalar en agujeros barrenados a través de la sobrecarga (*overburden*) hasta un estrato de carga apropiada debajo de los trabajos. Por razones dadas en el párrafo anterior, éstos no se terminarán sobre el techo de los trabajos anteriores. Los pilotes deben consistir en unidades de concreto precolado o de tubos de acero rellenos con concreto. El concreto colado *in situ* en una excavación desplomada no se debe usar en ninguna circunstancia, debido a las posibles fuerzas de arrastre y fuerzas de corte ya mencionadas. El espacio entre las unidades de concreto o los tubos de acero y la sobrecarga (*overburden*) se deben rellenar con una mezcla viscosa de asfalto o bentonita. Por las complicaciones en la previsión de protecciones con-

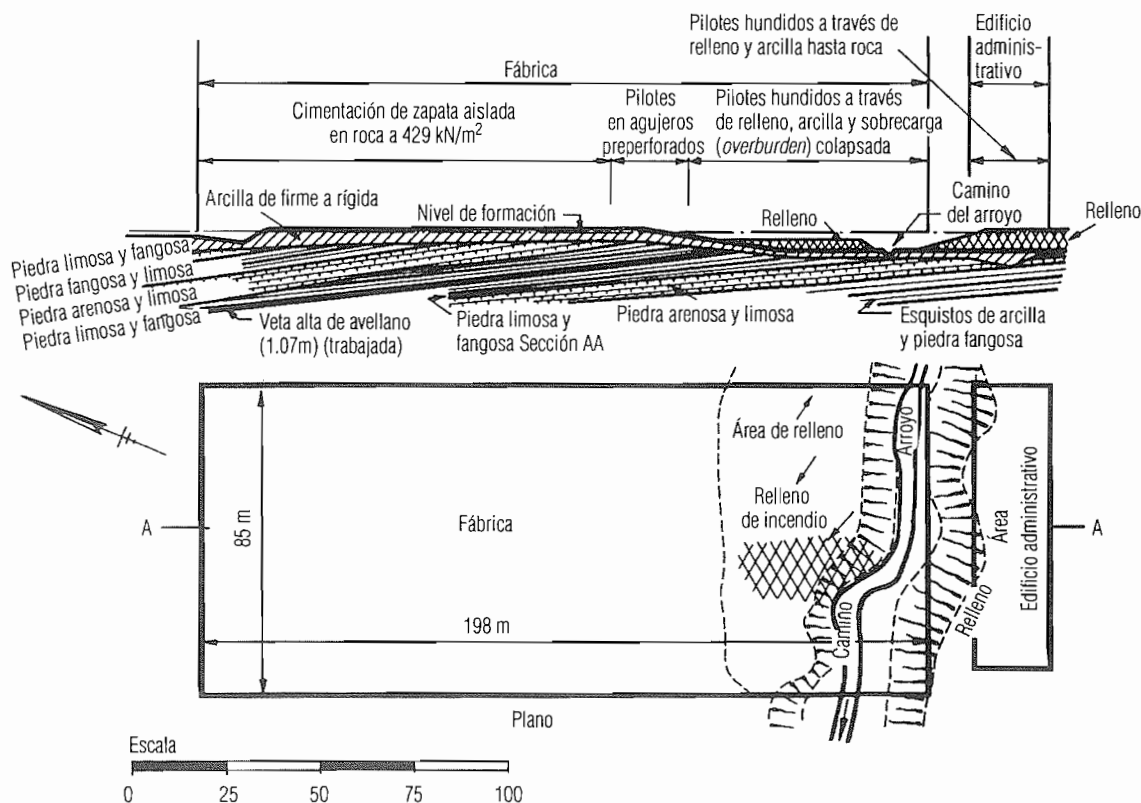


Figura 3.18. Cimentaciones y condiciones de tierra de la Metropolitan-Vickers Electrical Co., fábrica en Greenland Road, Sheffield.

tra las fuerzas de arrastre hacia abajo en pilotes, cimentaciones cilíndricas de diámetro mayor o grupo de pilas son preferibles a los pilotes delgados convencionales.

Las cimentaciones sobre pilotes se usaron para la Metropolitan Vickers Electrical Company's factory (Fábrica de la Compañía Eléctrica Metropolitana Vickers) en Sheffield. Se habían trabajado cuatro vetas debajo del lugar. Las más superficiales afloraron bajo un remate de la fábrica, se habían trabajado extensivamente con el método de pilares y galerías, se habían hecho muchos socavones superficiales durante el hallazgo de carbón de 1926. Se produjeron complicaciones posteriores por la presencia de un relleno profundo sobre la parte este de alguno de los dos lugares del Car Brook (figura 3.18). Un área extensa de este relleno se incendió e interfirió con los trabajos de afloramiento. La exploración mostró extensas áreas colapsadas cerca del afloramiento, a medida que la veta se profundizaba hacia el oeste estaba techada con piedra arenosa y las galerías aparecían intactas. Debido a la gran extensión de los trabajos se decidió que el relleno era excesivamente lento y caro. Se adoptó el método de tender las cimentaciones del edificio en las áreas colapsadas bajo un estrato de piedra limosa debajo de la veta de carbón. Los pilotes de concreto precolado fueron puestos en y cerca del afloramiento sin dificultad a través de la sobrecarga (*overburden*) de estrato glacial y esquisto de arcilla quebradiza. Más adelante, hacia el oeste, donde el techo estaba fundamentalmente intacto, los pilotes fueron empujados hacia abajo de los agujeros pretallados a través de la arcilla, esquisto de arcilla y piedra limosa. Donde la profundidad de la sobrecarga (*overburden*) excedía 12 m se consideraba innecesario tomar cualquier precaución debido a la presencia del techo de roca arenosa. Consecuentemente, las cimentaciones de las áreas de pilotes del oeste consistían en pilas de apoyo en la roca debajo de los depósitos de arcilla poco profundos. El piso de la fábrica que soportaba carga ligera no se hizo con pilotes pero se cambió en su totalidad el relleno, débil e inflamable del extremo este de la fábrica remplazándolo por uno duro compactado. Se consideraron innecesarias las precauciones contra las vetas de carbón más profundas.

Relleno de los trabajos

El método c, que implica el relleno de los trabajos, se usó para proteger un edificio de ocho pisos que forma parte del College of Technology (Colegio de Tecnología) en el centro de Sheffield. El procedimiento que se adoptó en el relleno de los

trabajos descritos por Scott^{3,20} muestra un ejemplo interesante de la variedad de métodos usados para conseguir una solución de bajo costo para el problema de hundimiento. Los trabajos de pilares y galerías estaban a un mínimo de 10 m bajo el nivel del terreno, y debido al ancho de las galerías (de hasta 4.5 m), y la evidencia de colapso del techo se decidió que podría haber riesgo de hundimiento con la consecuencia de daños estructurales a los edificios. La exploración mostró cuatro galerías anchas bajo el edificio (figura 3.19). La comparación con mapas viejos de los trabajos indicaron que había pilares continuos de carbón debajo de las galerías paralelas y que los trabajos terminaban cerca de la ubicación del edificio. Estas condiciones fueron favorables para rellenar los trabajos mediante la introducción de material desde la superficie.

Con la finalidad de prevenir que el material de relleno escape sumergiéndose hacia el noroeste, se formaron represas en las galerías 1, 3 y 4 dejando caer gravilla en las perforaciones a 250 mm. La grava formó pilotes cónicos en las galerías, y el material redondeado ayudó a la dispersión sobre el ancho de la cavidad. Se realizó un aumento en la dispersión en la parte superior del pilote con agua y ráfagas de aire y el uso de una placa rotatoria en el fondo de las perforaciones, teniendo una acción similar a un camino arenoso. Las represas de grava se inyectaron con lechada de cemento usando un cloruro de calcio como acelerante. El material principal para el relleno fue una lechada de cemento-arena aireada, inyectada neumáticamente a las perforaciones hasta los extremos de las galerías (figura 3.20). La mezcla de cemento-arena de 3.5:1 se aireó por una espuma premezclada para dar 1440 kg/m³ de densidad. Esto dio una fuerza adecuada con la ventaja de un gran incremento de flexibilidad por peso de unidad de cemento comparado con mezclas no-aireadas. El relleno de las galerías se indicó por un levantamiento en el nivel de la lechada

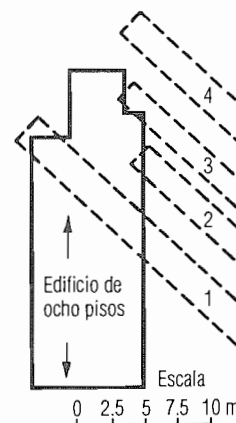


Figura 3.19. Locación de trabajos antiguos de minería.

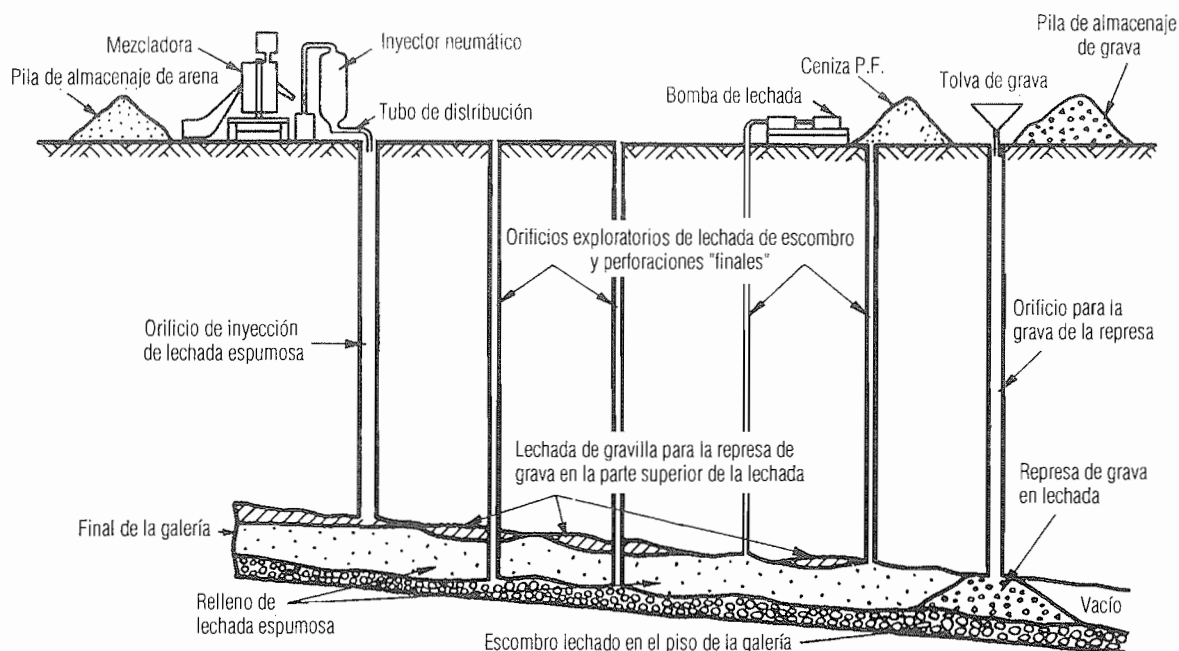


Figura 3.20. Sección de la galería mostrando el método de relleno con lechada de cemento-arena espumosa por inyección a través de perforaciones (tomado de Scott^{3,20}).

en la perforación de inyección. Se barrenaron agujeros adicionales perforados por martillos perforadores a puntos intermedios para nivelar el relleno en las cavidades del techo que no fueron alcanzadas por las inyecciones principales. La lechada de nivelación era una mezcla de cemento-cenizas P.F. de 2:1 inyectada por bombeo de aglutinación. La exploración en la galería 2 mostró acumulaciones en extenso de escombros que previnieron una formación efectiva de la represa de la gravilla. El relleno en esta galería se efectuó lavando hacia adentro 35 ton de arena seguida por lechada de cemento-arena y finalmente lechada de cemento puro.

Los métodos actuales de relleno de minas continúan con las mismas técnicas que se describen antes, excepto que es más común inyectar una lechada débil de cemento-cenizas P.F. a las cavidades. Una mezcla de 1:12 cemento-cenizas P.F., o 1:10:2 cemento-cenizas P.F.-arena por peso se usa para el perímetro de la pared de lechada, y 1:12 a 1:20 cemento-cenizas P.F. para la masa de lechada de relleno interior. Healy y Head^{3,13} dieron una especificación de contorno para la consolidación de antiguos trabajos de minería poco profundos.

Se debe considerar que no siempre es necesario rellenar completamente todas las cavidades debajo del área de un edificio. Sería suficiente con formar un número de "pilas de lechada" en el área. La cimentación será después en forma de una losa rígida diseñada para extenderse a través de las pilas.

Donde el barrenado exploratorio muestra un colapso par-

cial de la sobrecarga (*overburden*) del suelo y de la roca, se debe dar atención para rellenar las cavidades en estos estratos, inyectando cemento o mezclas de cemento-arena-ceniza P.F.

3.5.7. Tratamiento de pozos abandonados

Los pozos de minería antiguos están con frecuencia en condición inestable, o potencialmente inestable debido a la pudrición del forro de los pozos o al colapso de la plataforma construida por lo general a través del pozo para soportar material de relleno de una profundidad limitada. Por eso, se deben tomar medidas para estabilizar zonas rellenadas o adoptar otros métodos de fortalecer los pozos donde éstos pueden influir en cualquier estructura existente o nuevas estructuras que van a ser construidas cerca de ellos.

La distancia segura de un pozo para una estructura depende de la profundidad del basamento y del carácter de la sobrecarga (*overburden*). Si el suelo de sobrecarga (*overburden*) es cohesivo no se necesitan precauciones, lo mismo si la estructura está más allá del ángulo límite o del "ángulo de hundimiento" (figura 3.21a). Sin embargo, el agua filtrada al pozo a través de un suelo granular puede causar una erosión del suelo y un colapso de la superficie del terreno a distancias considerables del pozo (figura 3.21b). Si son necesarias o no precauciones en el aspecto

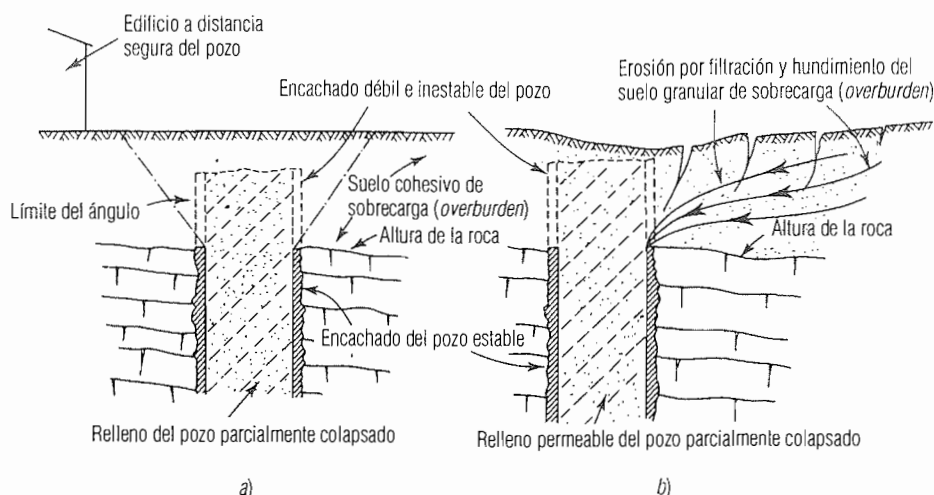


Figura 3.21. Condiciones de estabilidad adyacentes al pozo de mina abandonado. a) Sobrecarga (*overburden*) de suelo cohesivo. b) Sobrecarga (*overburden*) de suelo granular.

de proteger una estructura nueva o existente, se debe consultar a la National Coal Board (Cámara Nacional del Carbón) u otras autoridades apropiadas siempre que se encuentren pozos abandonados en un lugar. Sus consejos en el método de sellado y tapado de pozos se deben considerar en todos los casos.

Donde el basamento descansa a baja profundidad y la roca o el recubrimiento del pozo existente está en condición estable el tratamiento se puede limitar a proveer una losa de concreto reforzado sobre el pozo como se muestra en la figura 3.22a. Se coloca un "tubo de respiradero" a través de la losa para permitir el escape de gases. Si el basamento es muy profundo para una excavación económica, para una cubierta tipo losa, y el recubrimiento del pozo a través de la sobrecarga (*overburden*) mostrado en una inspección parece estar en condición estable, el relleno

no del pozo se puede estabilizar con la inyección de cemento o mezclas de cemento-ceniza P.F. (figura 3.22b). Si no hay un relleno interior el pozo se debe rellenar con piedra, piedra bruta o arena seguido de una compactación de la masa de relleno.

En el caso de los pozos profundos será necesario construir una plataforma o tapa a través del pozo para limitar la cantidad de relleno. Se debe buscar orientación especializada de un ingeniero en minas en estos casos.

Donde la sobrecarga es profunda y el revestimiento de un pozo existente tiene una condición débil, una forma apropiada de tratamiento es construir un anillo de pilotes colados continuos o un muro de diafragma (véase sección 5.4.4) alrededor del pozo, sobreponiendo una capa de concreto reforzado (como se muestra en la figura 3.22c).

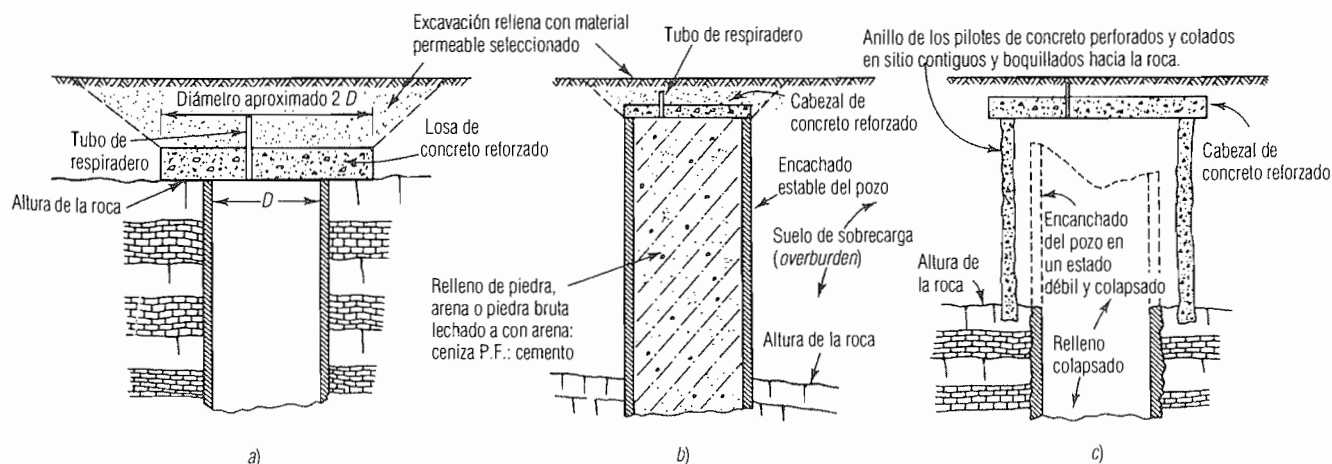


Figura 3.22. Tratamiento de pozos de mina abandonados. a) Sobrecarga (*overburden*) poco profunda, encachado del pozo estable. b) Sobrecarga (*overburden*) profunda, encachado del pozo estable. c) Sobrecarga profunda, encachado del pozo débil o colapsado.

Es necesario un buen cuidado en la exploración dirigida y en los trabajos de construcción en la vecindad de pozos abandonados. Los trabajos de taladro o pozos de prueba pueden debilitar la tierra que se arqueó sobre una gran cavidad, conduciendo al colapso general de la superficie. Se deben considerar siempre los riesgos de encontrar explosivos o gases asfixiantes.

3.6. CIMENTACIONES EN TERRENOS RELLENADOS

3.6.1. El asentamiento de terrenos rellenados

El asentamiento de cimentaciones construidas sobre material de relleno se puede causar de tres maneras:

- Consolidación de relleno compresible bajo la carga de la cimentación;
- Consolidación del relleno bajo su propio peso;
- Consolidación del suelo natural debajo del relleno, bajo el peso combinado del relleno y la estructura.

Estos movimientos se ilustran en la figura 3.23.

Si la estructura es ligera el movimiento debido a *a* será más pequeño aun en un relleno compactado pobre (se supone que la cimentación en un relleno arcilloso muy suave no será considerado). Para estructuras pesadas la compresión de material de relleno debajo de la carga de la cimentación se puede estimar como un resultado de pruebas de carga hechas en grandes áreas representativas. De los resultados de pruebas de este tipo, y otras informaciones publicadas en el Building Research Establishment (Establecimiento de Investigación de Edificios)^{3,21} se dan valores de compresibilidad unidimensional expresada como un **módulo de compresibilidad** definido

como la proporción entre el incremento en el esfuerzo vertical y el incremento en deformación vertical producido por ese incremento de esfuerzo. Los valores dados en la tabla 3.1 son aplicables a incrementos de esfuerzo de cerca de 100 kN/m² donde el esfuerzo vertical inicial es cercano a 30 kN/m².

Tabla 3.1. Compresibilidad de los rellenos.

Tipo de relleno	Valor típico del módulo constreñido (kN/m ²)
Grava y arena densa bien graduada	40 000
Relleno de roca y arenisca densa bien graduada	15 000
Grava y arena suelta bien graduada	4000
Relleno urbano viejo	4000
Arcilla rígida no compactada rellena sobre el manto frático	4000
Relleno suelto de arenisca bien graduada	2000
Escombros compactados pobremente de la mina de carbón	2000
Basura doméstica	1000-2000

El movimiento debido a *b* depende de la profundidad y compactación de la capa de relleno, las condiciones bajo las que se sitúa y la exposición subsecuente al medio ambiente. Donde el relleno se puede compactar en capas al mismo tiempo que se sitúa el asentamiento de materiales de relleno granular como grava, arena, esquisto y tiza relativamente no erosionados, arenisca y esquisto de arcilla, no deben exceder de un 0.5 % del espesor del relleno. Los rellenos no compactados, donde el material se coloca suelto por una inclinación final, pueden mostrar un asentamiento de 1 a 2 % del espesor en un periodo de 10 años con un movimiento lento y conti-

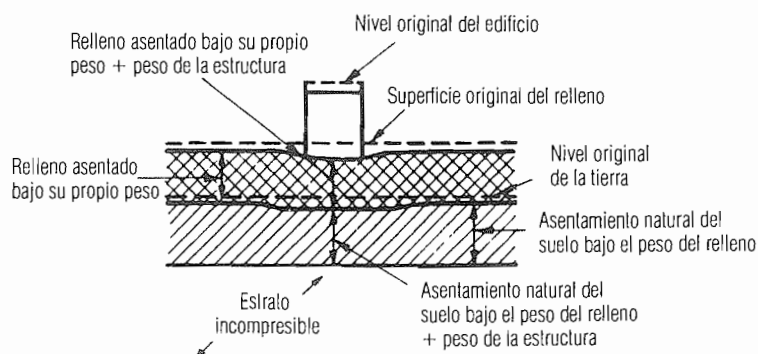


Figura 3.23. Asentamiento de terreno rellenado.

nuo. La guía en los métodos y equipo para el relleno compacto está dada en el British Standard Code of Practice for Earthworks (Código Británico de Estándares de Práctica para Obras de Tierra), BS 6031, y en las especificaciones para trabajos de caminos y puentes del Department of Transport (Departamento del Transporte).

El Building Research Establishment Digest 274 (Compendio de Asentamientos de Investigación de Edificios 274)^{3,21} proporciona un parámetro α para definir el porcentaje de compresión vertical de relleno que ocurre durante un ciclo de tiempo, $\log_{10}$, es decir, entre uno y 10 años después de la colocación. Los valores de α en el Compendio son:

<i>Tipo de relleno</i>	<i>Medida de compresión de deslizamiento (α) (porcentaje)</i>
Relleno de roca arenosa bien compactada	0.2
Relleno de minería no compactado en labor al aire libre	0.2-1
Desperdicios domésticos	2-10

Donde los desechos de los edificios y los desperdicios de las demoliciones se usan para áreas de relleno planeadas para un desarrollo futuro de edificios, se debe tener cuidado de excluir desperdicios químicos y material orgánico. La madera se puede pudrir en condiciones anaerobias y generar gas metano. Las autoridades locales en Gran Bretaña se preocupan por la existencia de gas metano en concentraciones potencialmente explosivas bajo edificios, debido a ello solicitan que se hagan pruebas para medir este gas antes de iniciar la construcción. El costo de las medidas precautorias como la ventilación bajo los pisos, algunas veces con fuerzas mecánicas de ventilación, puede ser muy alto. Por lo tanto, el costo de controlar los materiales que llegan en el momento de vaciarlos se paga ampliamente. Los desperdicios de las minas de carbón son propensos a la combustión espontánea de material carbónico que puede ser agravado por aireación y trituración cuando se esparce y se enrolla.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes necesarias para instalarse a través de piedra bruta demolida, la presencia de masas de concreto, enladrillado y acero reforzado pueden aumentar considerablemente el costo de barrenados para pilotes.

Los rellenos de arena situados por bombeo (relleno hidráulico) muestran asentamientos muy pequeños sobre el nivel de aguas subterráneas debido al efecto de consolida-

ción del agua precolada hacia abajo, pero donde el material se deposita a través de agua estancada, la arena puede quedarse en una condición de pérdida de compresibilidad. La arcilla bombeada en forma de terrones en una lechada líquida se puede asentar cerca de un 10 % o más del espesor del relleno.

La inundación de materiales no saturados situados sueltos como esquisto, esquisto de arcilla y terrones de arcilla seca pueden causar el rompimiento de las masas de arcilla y ablandarlas en los puntos de contacto de partículas de roca llevadas a asentamientos futuros que pueden ser impredecibles en magnitud y tiempo de aparición. Un material soluble en desperdicios químicos puede causar grandes asentamientos como resultado de la filtración de agua o inundación. Charles, Naismith y Burford^{3,22} reportaron que los asentamientos verticales locales de más del 1 % del espesor del relleno con asentamientos en la superficie de 0.5 m, ocurrieron cuando al nivel de aguas subterráneas se le permitió elevarse a través del relleno de un lugar de minería. Hubo observaciones similares en trabajos de mineral de hierro de relleno en Corby,^{3,23} el porcentaje de asentamiento de las casas construidas en el relleno se aceleró cuando el nivel del agua se elevó. Casas de dos pisos construidas en losas en esta ubicación mostraron un asentamiento máximo de 130 mm en 10 años con un movimiento diferencial de la mitad de este valor. Las cuarteaduras en la superestructura no eran más anchas de 2 mm. Otras casas en el lugar, construidas en cimentaciones con base en zapatas corridas, mostraron asentamientos diferenciales y amplios totales aunque la superestructura dañada no era muy severa.

El movimiento debido a la consolidación del suelo natural subyacente depende de la composición del suelo y del espesor de las capas compresibles. Donde los suelos naturales son altamente compresibles, por ejemplo, arcilla suelta o turba, el asentamiento debido a la consolidación del terreno natural debe ser mayor comparado con el del material de relleno. Si el suelo natural es básicamente grava o arena densa, o arcilla rígida a dura, su consolidación bajo el peso del relleno será de un orden más pequeño.

Los edificios se pueden construir en un relleno bien compactado con cimentaciones normales, donde la densidad del relleno no debe ser inferior de ninguna manera a, o puede ser mejor que, los suelos naturales depositados. Donde la densidad del relleno es variable, es preferible proveer un tipo de refuerzo para cimentaciones basadas en zapatas corridas para prevenir la formación de grietas escalonadas.

La presencia de piratas en esquistos de rocas ferrosas usados

como relleno debajo de las losas del piso causó la expansión de las láminas de esquistos y el levantamiento hasta de 100 mm de las losas. La superestructura de 600 casas fue dañada en el lado del montículo.

Cuando se construye sobre un relleno compactado pobremente, es mejor usar cimentaciones basadas en zapatas corridas. Se construyeron casas para viviendas de tres pisos en Bilston, sobre un material de relleno variable consistente en desperdicios minerales. No se conoció la edad y profundidad del relleno pero se sospechó que tenía más de 12 m de profundidad. Un bloque de viviendas de tres pisos se asentó 100 mm con un movimiento diferencial de 75 mm sobre un periodo de 15 meses. La cimentación con losa acanalada (figura 4.31) previó cualquier cuarteadura de la superestructura. En otro lugar de Bilston se construyeron casas de dos pisos en rellenos de cenizas y cascajo de ladrillo vítreo situados dos años antes sin ninguna compactación especial. Un bloque de casas se cimentó en un relleno que variaba en el espesor desde 2.5 m a menos de 0.25 m. Tuvo un asentamiento máximo de 20 mm en un periodo de año y medio. Nuevamente la cimentación basada en zapatas corridas con vigas de borde previnieron cualquier cuarteadura.

La precarga es conveniente, por lo común, para permitir la construcción en cimentaciones normales en áreas de rellenos profundos no compactados. Una fábrica se construyó en un pozo de arcilla relleno en Birtley, Co. Durman.³²⁵ El relleno de desperdicio de mina de carbón de una profundidad de 15 m se inclinó al final a través del agua unos 35 años antes, y ésta seguía en el mismo estado suelto (promedio valor N 10 golpes por 300 mm). La carga total en el piso de la fábrica de 86 kN/m² podría causar asentamientos excesivos en las cimentaciones en el relleno no tratado. Por consiguiente se decidió adoptar una precarga con un montículo de desperdicios de mina de carbón de un alto de 3.5 a 5.5 m cambiándolo del lugar, progresivamente, con trascabos, bulldozers, de forma controlada mediante observaciones en las placas de los asentamientos. En áreas de relleno profundo el montículo de sobrecarga permanece en el lugar por periodos entre 50 y 108 días cuando el promedio del asentamiento de la superficie del relleno es cercana a 0.5 m (3.3 % del espesor del relleno) bajo una sobrecarga de 1000 kN/m².

Más consideraciones se describen en la sección 11.6 para el uso de una u otra técnica de compactaciones profundas.

Las estructuras pesadas, incluyendo edificios de fábricas con planta o maquinaria, sensibles al asentamiento, son mejor soportadas en pilotes metidos a través del relleno hasta un estrato relativamente incompresible. Este procedimiento

no será necesario donde se sabe que el relleno está bien compactado y se apoya en terreno natural con una compresibilidad menor o no apreciablemente mayor que la del relleno. Es práctica común construir tanques de almacenaje de aceite en un relleno de arena hidráulicamente situada o en un relleno de tierra compactada.

Las cimentaciones sobre pilotes se usan en áreas de relleno, la consolidación del relleno bajo su propio peso o bajo cargas superficiales puede causar una carga para ser transferida a los pozos del pilote debido a la adhesión o a la fricción superficial del material de relleno en contacto con ellos. Este fenómeno se discute en la sección 7.12.

3.7. CIMENTACIONES PARA MAQUINARIA

3.7.1. General

Las cimentaciones para maquinaria se deben diseñar para distribuir la carga de una maquinaria instalada en el terreno a fin de que no ocurran asentamientos excesivos, o inclinación del bloque de la cimentación relativa al piso, o de otras instalaciones fijas; éstas deben tener suficiente rigidez para prevenir la fracturación o una flexión excesiva bajo el esfuerzo hecho por cargas pesadas concentradas, o por la rotación no balanceada o maquinaria alterna; deben absorber o disminuir vibraciones con el objetivo de prevenir daños o deterioro a instalaciones adyacentes o a propiedades, y deben resistir ataques químicos u otra acción agresiva resultante del proceso de fabricación.

Si la fuerza cortante y la compresibilidad del suelo se conocen, la proporción de la base de un bloque de cimentación es, generalmente, un problema simple donde se conducen cargas no-vibratorias. Las presiones de carga permisibles para prevenir un asentamiento excesivo se pueden calcular por uno de los procedimientos descritos en el capítulo 2. La inclinación puede ser evitada situando el centro de gravedad de la maquinaria cerca o razonablemente cerca del bloque de cimentación.

Los problemas de diseño de cimentación para maquinarias que tienen partes móviles no balanceadas son mucho más difíciles. Las partes móviles no balanceadas, como volantes largos, cigüeñales o los pistones de motores alternos, provocan vibraciones en los bloques de cimentación que, si no se absorben por montajes antivibratorios, se transmiten al terreno. Las vibraciones fuertes del terreno pueden causar la pérdida de la

capac
cimen
edific

3.7. cimen

Lo
consi
vibra
sismi
(espe
nes s
do; p
onda
espec
en el
diseñ
do u
diver
méto
U
das p
lado
ción
ilustr
trasl

capacidad de carga y el asentamiento del suelo debajo de las cimentaciones; también pueden causar daños a máquinas o edificios adyacentes.

3.7.2. Vibraciones en las cimentaciones

Los problemas de vibración en las cimentaciones se deben considerar en dos categorías: primero, en aquellas en que las vibraciones se originan de fuentes externas como la actividad sísmica, túneles de ferrocarril, actividad de construcción (especialmente pilotaje); y segundo, en las que las vibraciones se originan de aquello que la cimentación está soportando; por ejemplo, maquinaria, viento fluctuante o fuerzas de ondas en una superestructura. La primera categoría es muy especializada y existe un volumen considerable de literatura en el tema. Dentro de la segunda categoría los requisitos de diseño de instalaciones petroleras en altamar han estimulado una cantidad considerable de investigación, resultando diversas técnicas sofisticadas, particularmente las basadas en métodos de elemento finito.

Un problema frecuente es el diseño de cimentaciones rígidas para máquinas como las compresoras, turbinas o ventiladores. La forma y notación para el sistema de cimentación/máquina/tierra se muestra en la figura 3.24 que ilustra el caso del modo deslizante-balance acoplado, que es traslación en la dirección x acoplada con rotación cerca del

eje y a través del centro de gravedad combinado de una máquina y una cimentación. Note que el deslizamiento y el balanceo se acoplarán cuando el centro de gravedad combinado no esté a la misma elevación que la fuerza de resistencia horizontal del suelo P_x .

Para el diseño de una cimentación para maquinaria, el objetivo primario es asegurarse que las frecuencias naturales del sistema estén alejadas de la frecuencia (o posibles frecuencias en el caso de maquinaria alterna) en las que la máquina operará. La razón de esto es evitar las amplitudes magnificadas enormemente del movimiento que ocurrirán si la máquina y las frecuencias naturales coinciden dando la condición de resonancia. Sin embargo, no siempre será posible evitarla. Puede haber impedimentos en la posible medida de la base, o la máquina puede ser del tipo que se requiera para operar sobre una gran amplitud de frecuencias. En tales circunstancias será necesario determinar las amplitudes del movimiento a la resonancia para comprobar que son aceptables para la instalación y que esté dentro de los límites para personas o estructuras en la vecindad cercana a la máquina. La predicción, de estas amplitudes, especialmente de modos acoplados de vibración se complica por la necesidad de permitir los efectos de amortiguación del suelo. Es común asumir que éste se puede idealizar como un espacio medio elástico, y el método ahora descrito se basa en el de Richart *et al.*^{3,26}

Las fuerzas de la figura 3.24 generadas por el suelo bajo desplazamientos dinámicos serán de dos tipos: fuerzas elásti-

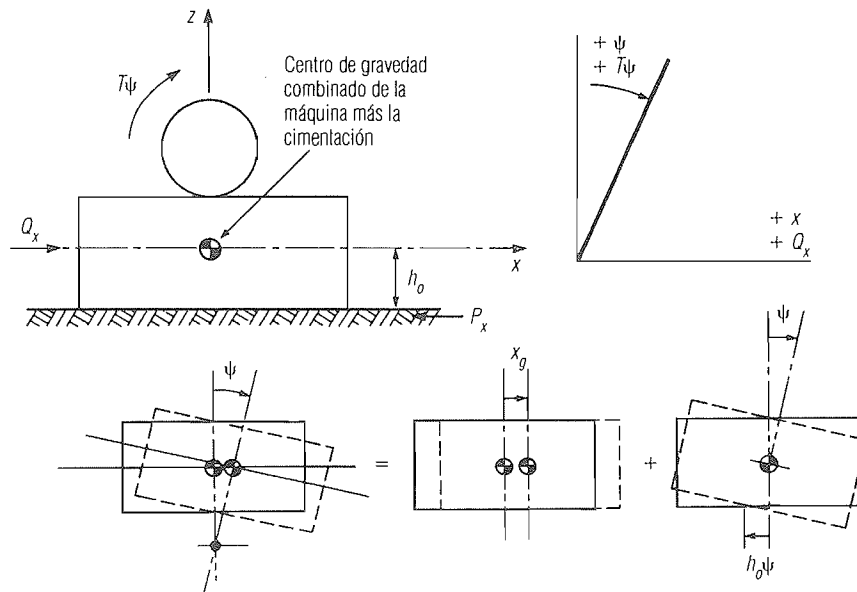


Figura 3.24. Forma y notación para el sistema de suelo/cimentación/máquina.

cas relacionadas con los valores instantáneos de las velocidades de traslación y rotación, $\dot{x}$ y $\dot{\psi}$, y fuerzas de amortiguación relacionadas con los valores instantáneos de velocidades de traslación y rotación, $\ddot{x}$ y $\ddot{\psi}$. La consideración de la segunda ley de Newton (fuerza = el producto de la masa y de la aceleración) resulta de las siguientes ecuaciones.

$$Q_{x(t)} - (k_x X - k_x h_o \psi) - (c_x \dot{x} - c_x h_o \dot{\psi}) = m \ddot{x} \quad (3.10)$$

$$T_{\psi(t)} - (k_{\psi} + h_o^2 k_x) \psi + h_o k_x x - (c_{\psi} + h_o^2 c_x) \dot{\psi} + h_o c_x \dot{x} = I_y \ddot{\psi} \quad (3.11)$$

donde

m = masa de la máquina más la base

I_y = momento de inercia de la masa acerca del eje y de la máquina más la base

k_x, k_{ψ} = constante elástica del suelo para la traslación y rotación

C_x, C_{ψ} = coeficiente de amortiguación para la traslación y la rotación

$\ddot{x}$ = aceleración de traslación de la máquina más la cimentación

$\ddot{\psi}$ = aceleración rotatoria de la máquina más la cimentación

$Q_{x(t)}, T_{\psi(t)}$ = fuerzas dependientes del tiempo en la dirección x y cerca del eje y .

Para una máquina rotatoria como un ventilador o una turbina, la fuerza y momento $Q_{(t)}$ y $T_{(t)}$, debido al fuera de balance en el pozo, estará en fase una con otra y se puede expresar como:

$$Q_{x(t)} = Q_o \sin \omega t, T_{\psi(t)} = T_o \sin \omega t \quad (3.12)$$

Asumiendo una solución de la forma

$$x = \bar{x} \sin (\omega t - \alpha), \quad \psi = \bar{\psi} \sin (\omega t - \beta) \quad (3.13)$$

donde x y ψ son amplitudes de oscilación, α y β son retrasos de fases y ω es la frecuencia en radianes/segundo en que la máquina está operando. Al sustituir las ecuaciones 3.12 y 3.13 en las ecuaciones 3.10 y 3.11 da:

$$\begin{aligned} (-m \omega^2 + k_x) \bar{x} \sin (\omega t - \alpha) + c_x \omega \bar{x} \cos (\omega t - \alpha) \\ - h_o k_x \bar{\psi} \sin (\omega t - \beta) - h_o c_x \omega \bar{\psi} \cos (\omega t - \beta) \\ = Q_o \sin \omega t \end{aligned} \quad (3.14)$$

$$\begin{aligned} (-I_y \omega^2 + k_{\psi} + h_o^2 k_x) \bar{\psi} \sin (\omega t - \beta) + (c_{\psi} - h_o^2 c_x) \omega \bar{\psi} \\ \cos (\omega t - \beta) - h_o k_x \bar{x} \sin (\omega t - \alpha) - h_o c_x \omega \bar{x} \cos (\omega t - \alpha) \\ = T_o \sin \omega t \end{aligned} \quad (3.15)$$

Estableciendo ωt igual a cero y $\pi/2$, dando sucesivamente cuatro ecuaciones simultáneas en $\bar{x} \sin (\omega t - \alpha)$, $\bar{x} \cos (\omega t - \alpha)$, $\bar{\psi} \sin (\omega t - \beta)$ y $\bar{\psi} \cos (\omega t - \beta)$. Para cualquier valor de ω estas ecuaciones se pueden resolver para dar valores de x , ψ , α y β , pero esto es desperdiciar tiempo cuando se requiere obtener respuestas para diferentes valores de ω con la finalidad de evaluar amplitudes máximas. La computación viene a ser aún más pérdida de tiempo cuando la constante de elasticidad y los coeficientes de amortiguación se toman para ser dependientes de la frecuencia^{3,27} y para alcanzar una precisión en el cálculo y velocidad razonable, es necesario el uso de un programa de computadora.

La figura 3.25 muestra los resultados de un análisis de diseño donde se usó un programa de computadora para evaluar amplitudes máximas de movimiento en las cargas de un ventilador de velocidad variable operando en el rango de 6 a 16 Hz. El ventilador se puso en una cimentación de concreto que también soportaba una estructura rígida alrededor del ventilador. Se corrió el análisis para un rango de posibles valores de módulo de elasticidad de esquisto de arcilla que soportaba la cimentación.

3.7.3. Absorción de vibraciones

Entre los métodos de absorción de vibraciones uno de los más simples es proveer suficiente masa en el bloque de la cimentación, para que las ondas sean atenuadas y absorbidas por reflexiones dentro del mismo bloque. Una regla establecida hace mucho tiempo en cimentaciones de maquinaria es la de igualar o aumentar el peso del bloque en relación con el peso de la máquina. Este procedimiento es generalmente satisfactorio para maquinaria normal donde no hay grandes fuerzas fuera de balance. Sin embargo, en el caso de los martinetes forjadores pesados y las prensas, o de grandes máquinas alternas, es probable que las vibraciones no se puedan absorber completamente por el bloque de la cimentación. También, en algunas circunstancias, un bloque de cimentación grande y pesado podría ser muy poco práctico; por ejemplo donde la maquinaria es llevada en un piso suspendido o una armazón estructural, o el espacio es limitado por ductos de servicio u otras cimentaciones. En estas circunstancias, la absorción de las vibraciones se puede realizar mediante montajes especiales.

$$\frac{1}{2} c_x \omega \bar{\psi} \cos \omega x \cos \omega y \quad (3.15)$$

vamente
s ($\omega t - \alpha$)
lor de ω
de x, ψ ,
requiere
la finali-
n viene a
de elasti-
para ser
precisión
iso de un

álisis de
para eva-
gas de un
go de 6 a
concreto
dedor del
bles valo-
que sopor-

ino de los
que de la
absorbidas
establecida
ia es la de
on el peso
satisfacto-
les fuerzas
tinetes for-
is alternas,
er comple-
en algunas
e y pesado
maquina-
n estructu-
cio u otras
ción de las
eciales.

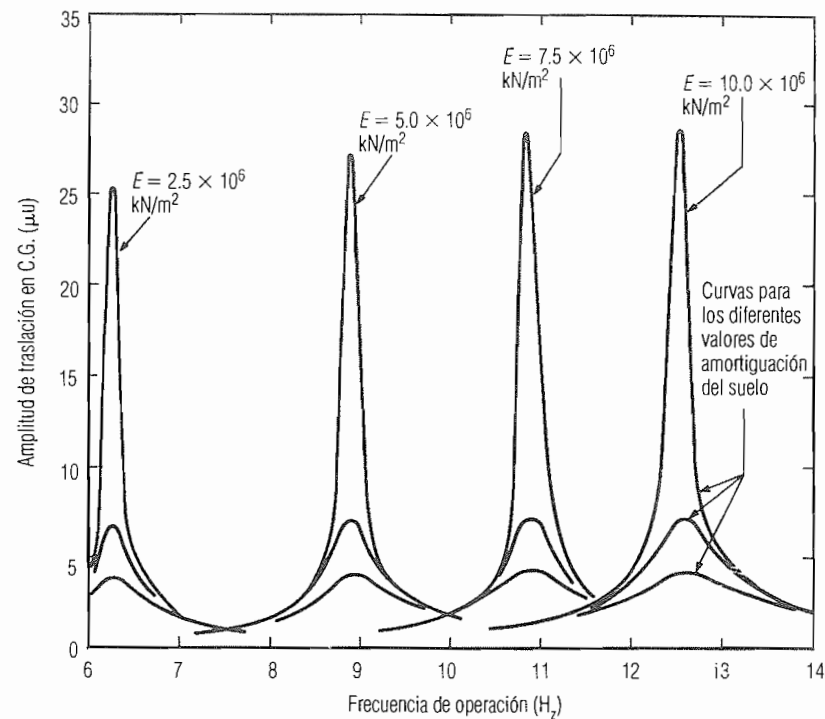


Figura 3.25. Amplitudes del movimiento en cargas de un ventilador en varias velocidades de operación.

La función de los montajes antivibratorios para maquinaria o bloques de cimentación es reducir la amplitud de las vibraciones transmitidas al bloque de cimentación de soporte o al terreno. De este modo el montaje debe tener frecuencias mucho menores respecto de las de las vibraciones inducidas por la máquina. Cuando la frecuencia del montaje es muy baja se dice que es un "montaje muelle". Los montajes también deben permitir libertad para los seis grados de movimiento ilustrados por Crockett y Hammond^{3,28} en la figura 3.26.

Estos movimientos comprimen las traslaciones en tres dimensiones y rotaciones en planos de ángulos rectos a estas dimensiones. Los tipos de montajes antivibratorios que generalmente se usan incluyen lo siguiente:

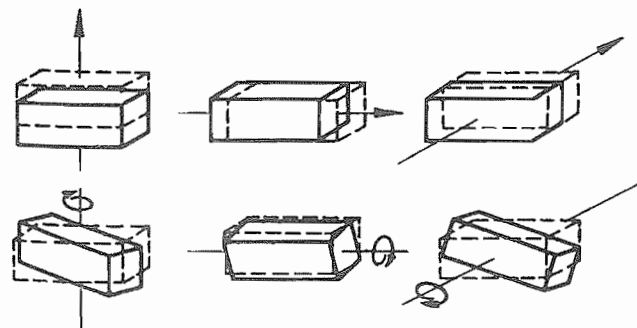


Figura 3.26. Seis grados de libertad de movimiento (tomado de Crockett y Hammond^{3,28}).

a) Losas de corcho y zapatas aisladas de caucho.

Éstas son apropiadas para máquinas vibratorias que no producen un shock severo o vibraciones de alta amplitud y en que la intensidad de la carga en la losa de corcho o la carpeta de caucho (goma) no es tan alta que los materiales se volverían "duros" debajo de la compresión. El corcho y el engomado son materiales razonablemente durables y se puede esperar que tengan una vida de por lo menos 25 años.

b) Montajes de carpetas aislantes.

Éstas son diseñadas para máquinas pesadas como las compresoras, martillos de potencia, prensas y generadores. Un tipo consistente de postes en ambos lados de la lámina de goma (figura 3.27a) se puede cargar a 36 kN/m^2 y un tipo pesado con nervaduras de espacio cerrado corriendo a ángulos rectos en ambos lados de una lámina de goma se pueden cargar a 430 kN/m^2 (figura 3.27b).

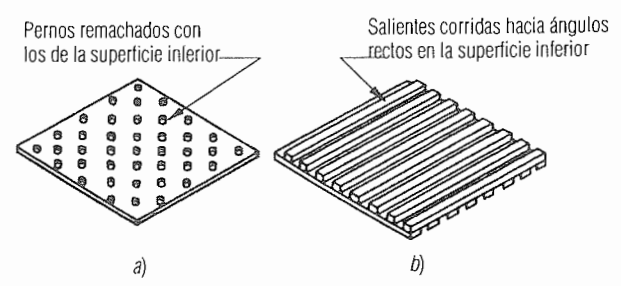


Figura 3.27. Tipos de montajes de carpetas encauchadas. a) Tipo de botón. b) Tipo rayado.

c) **Montajes de adhesión aislantes.** Éstos se usan para conexiones directas de máquinas a bases de acero o concreto. Éstos consisten de varias secciones de acero, por ejemplo, placas, ángulos, pedestales y obturadores, que son adheridos a bloques aislantes. Se pueden usar para máquinas ligeras hasta pesadas. El tipo sándwich que consiste en capas de caucho separadas por acero, se ilustra en la figura 3.28. Este montaje se diseña para llevar 300 kN a una frecuencia de 2.8 Hz. Los montajes en forma de sándwich acero-caucho se usaron para aislar un edificio completo de cinco pisos de las vibraciones causadas por las vías del tren que corrían debajo del edificio. Los montajes se instalaron debajo de columnas como se muestra en la figura 3.29. La carga de las columnas era mayor de 2.7 MN. Se afirmó que el costo de la instalación antivibratoria fue del 5 % del costo total del edificio.^{3.29}

d) **Resortes de hojas.** Éstos se usaron en el pasado para los martinets forjadores pero fueron remplazados por los montajes de caucho.

El golpe de martillos pesados probablemente cause una oscilación considerable en el bloque del yunque o en la base cuando se soporta por montajes antivibratorios. En dichos casos será necesario proveer amortiguadores en posiciones verticales y/u horizontales entre el yunque y la base o entre la base y alrededor del hoyo para cubrir las oscilaciones y así dejar descansar el yunque antes del siguiente golpe del martillo. Dichos amortiguadores son usualmente un arreglo al amortiguador hidráulico por el cual se fuerza el movimiento del aceite del pistón en un cilindro a través de un hoyo pequeño. La energía se absorbe en compresión y calor en el aceite. Es también la práctica para proveer un intervalo de aire entre el bloque de cimentación de martillos pesados y el terreno circundante al poner el bloque dentro de un hoyo alineado. El objeto de esto es prevenir una transmisión directa de ondas de choque a máquinas adyacentes o edificios circundantes a través de las capas de aceite poco profundas. En vez de que las ondas de energía sean transmitidas a estratos profundos y lleguen considerablemente atenuadas antes de alcanzar la

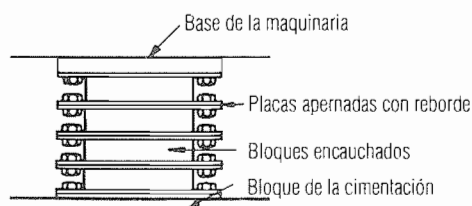


Figura 3.28. Montaje elástico en forma de sándwich de caucho.

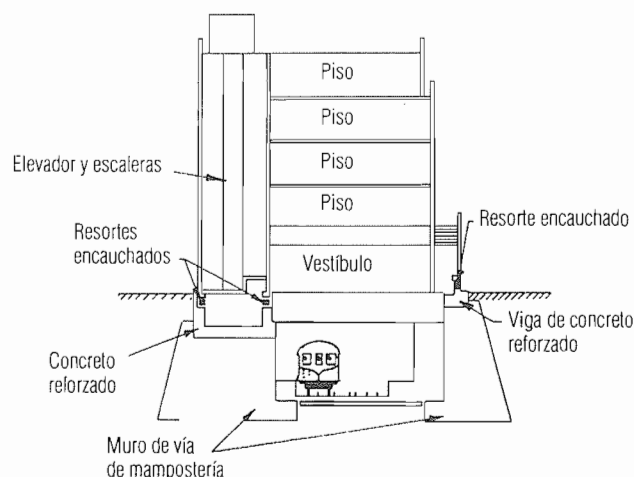


Figura 3.29. Edificio de cinco pisos montado sobre resortes de acero-caucho.

superficie; por tanto probablemente causen menores daños o molestia.

Es preferible evitar proyecciones de los bloques de cimentaciones de maquinaria como las ménsulas de soporte delgadas en el concreto o acero, ya que éstas pueden resonar con las vibraciones de la maquinaria. De la misma manera, placas ligeras de acero para pisos removibles o tableros alrededor del bloque de la cimentación se pueden cubrir de fieltro o caucho si hay riesgo de vibración de estas unidades ligeras en resonancia con la maquinaria. Los problemas de resonancia e interferencia con instalaciones de maquinaria en espacios cerrados pueden ser a veces vencidos previniendo una cimentación combinada para un número de máquinas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 3.1 Cooling, L. F. y W. H. Ward, "Some examples of foundation movements due to causes other than structural loads", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics*, Vol. 2, Rotterdam, 1948.
- 3.2 Tomlinson, M. J., R. Driscoll y J. B. Burland, "Foundations for lowrise buildings", en *The Structural Engineer*, **56A**, 1978, pp. 161-173.
- 3.3 Varios autores, "Symposium in print on the influence of vegetation on the swelling and shrinkage of clays", en *Géotechnique*, **33**, 1983, pp. 87-163.
- 3.4 Samuels, S. G. y J. E. Cheney, "Long-term heave of a building on clay due to tree removal", en *Proceedings of the Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 212-220.
- 3.5 "The influence of trees on house foundations in clay

- soils", en *Building Research Establishment Digest* 298, 1985.
- 3.6 Walsh, P. F., "The design of residential slabs-on-ground", en C.S.I.R.O. *Division of Building Research Technical Paper* No. 5, 1975.
 - 3.7 Penner, E. y L. W. Gold, "Transfer of heavy forces by adfreezing to columns and foundation walls in frost-susceptible soils", *Canadian Geotechnical Journal*, **8**, 1971, pp. 514-526.
 - 3.8 Tabb, R., "Some case histories", *Finite elements in Geotechnical Engineering*, Chapter 11, Pineridge Press, Swansea, 1981.
 - 3.9 Jennings, J. E. y K. Knight, "The additional settlement of foundations due to collapse of structure of sandy soils on wetting", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, Vol. 1, Zurich, 1953, pp. 316-319.
 - 3.10 Abelev, M. Y., "Compacting loess soils in the U.S.S.R.", en *Proceeding of a Symposium on Ground Treatment by Deep Compaction*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1976, pp. 79-82.
 - 3.11 Beles, A. A. e I. T. Stanculescu, "Moderating the rate of settlement of a building founded on a salt massif", en *Géotechnique*, **8**, 1958, pp. 92-99.
 - 3.12 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1967, p. 586.
 - 3.13 Healy, P. R. y J. M. Head, "Construction over abandoned mine workings", en *Construction Industry Research and Information Association*, Special Publication 32, 1984.
 - 3.14 *Subsidence Engineers' Handbook*, Mining Department, National Coal Board, Londres, 1974.
 - 3.15 Mauntner, K. W., "Structures in areas subjected to minining subsidence", en *Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics*, Vol. 1, Rotterdam, 1948, pp. 167-177.
 - 3.16 "Minning Subsidence Effects on Small Houses", en *National Building Studies Special Report No. 12*, H.M.S.O, Londres, 1951.
 - 3.17 Lacey, W. D. y H. T. Swain, "Design for mining subsidence", en *Architect's Journal*, **126**, No. 3288 (24 de octubre de 1957).
 - 3.18 Wardell, K., "The protection of structures against subsidence", en *Journal of the Royal Institution of Chartered Surveyors*, **90**, 1958, pp. 573-579.
 - 3.19 Weehuizen, J. M., "New shafts of the Dutch State mines", en *Proceedings of a Symposium on Shaft Sinking and Tunnelling*, Institute of Mining Engineering, Londres, 1959, pp. 28-60.
 - 3.20 Scott, A. C., "Sheffield College of Technology: Locating and filling old mining workings", en *Civil Engineering and Public Works Review*, 1957.
 - 3.21 "Fill, Part I: Classification and load carrying characteristics", en *Building Research Establishment Digest*, 1983, p. 274.
 - 3.22 Charles, J. A., W. A. Naismith y D. Burford, "Settlement of backfill at Horsley restored opencast coal-mining site", en *Proceedings of a Conference on Large Ground Movements and Structures*, University of Wales Institute of Science and Technology, Cardiff, 1977.
 - 3.23 Penman, A. D. M. y E. W. Godwin, "Settlement of experimental houses on land left by opencast mining at Corby", en *Proceedings of a Conference on Settlement of Structures*, Pentech Press, Cambridge, 1974, pp. 53-61.
 - 3.24 Chapman, D. A., R. E. Dyce y M. J. V. Powell, "NHBC structural requirements for housing", en *The Structural Engineer*, **56A**, 1978, pp. 3-10.
 - 3.25 Tomlinson, M. J. y D. M. Wilson, "Preloading of foundations by surcharge on filled ground", en *Géotechnique*, **23**, 1973, pp. 117-120.
 - 3.26 Richart, F. E., J. R. Hall y J. D. Woods, *Vibrations of soils and foundations*, Prentice-Hall, New Jersey, 1970.
 - 3.27 Hsieh, T. K., "Foundation vibrations", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **22**, 1962, pp. 211-226.
 - 3.28 Crockett, J. H. A. y R. E. R. Hammond, "Reduction of ground vibrations into structures", en *Institution of Civil Engineers Structural Paper No. 18*, 1947.
 - 3.29 Waller, R. A., "A block of flats isolated from vibration", en *Proceedings of a Symposium, Society for Environmental Engineering*, Londres, 1966.

Capítulo

4

Cimentaciones profundas

El término “cimentación profunda” se usa para distinguir entre cimentaciones con base en zapatas corridas, aisladas y de losas, y cimentaciones profundas como los sótanos, cajones de suspensión o pilotes. Terzaghi y Peck definieron una cimentación poco profunda como una que tiene ancho igual o mayor que su profundidad. Esta es una definición razonable para cimentaciones basadas en zapatas aisladas o corridas pero es poco satisfactoria para cimentaciones muy anchas o muy angostas. Con la finalidad de evitar posibles malos entendidos cuando se escriben los reportes de ingeniería, es conveniente evitar usar el término de “cimentaciones poco profundas” a menos que las profundidades limitadas sean claramente definidas en términos de la proporción profundidad-ancho. Las definiciones y las descripciones generales de cimentaciones basadas en zapatas corridas y en losas se dan en la sección 2.1.

4.1. DETERMINACIÓN DE PRESIONES DE CARGA PERMISIBLES

4.1.1. Cimentaciones en suelos no cohesivos

Las presiones de carga permisibles de cimentaciones profundas en suelos no cohesivos, es decir, gravas, arenas y otros materiales granulares, se manejan considerando el asentamiento tolerable de las estructuras. De este modo, la práctica normal es usar métodos empíricos como se describen en la sección 2.4 basados en los resultados de las pruebas *in situ* o pruebas de carga de placa. Lo anterior es,

generalmente, preferible ya que son de bajo costo y rápidos de ejecutar. Sólo en el caso de cimentaciones estrechas en arenas saturadas puede haber interés en hacer cálculos para la capacidad de carga final mediante las ecuaciones en la sección 2.3.2.

Profundidad de las cimentaciones

Si los registros de las perforaciones o las pruebas *in situ* muestran un incremento marcado en la densidad de las arenas con una profundidad incrementada debajo del nivel del terreno, sería tentador poner las cimentaciones más profundas que las normales con la finalidad de tomar ventaja de las presiones más altas de carga permisibles. Este procedimiento es poco probable que sea económico si implica excavaciones bajo el nivel freático. Aún al excavar a tan poca profundidad como 0.5 m debajo del nivel freático en una arena fina, ello supondrá un problema considerable con el desplome de los lados y la inestabilidad en la base de la excavación. De hecho, el flujo incontrolable de agua posibilitará que se afloje el suelo y por lo tanto disminuyan las presiones de carga permisibles. La estabilidad de las excavaciones debajo del nivel del manto freático en las arenas sólo se puede realizar mediante un buen apuntalamiento o utilizando métodos similares (sección 11.33). El costo de estas medidas probablemente es más alto que la cimentación en arenas sueltas a un nivel más alto que el del manto freático aún cuando las presiones de carga más bajas requieran cimentaciones más anchas.

No existe el mismo riesgo de inestabilidad cuando se bombea desde los suelos de grava, pero ya que éstos son por lo general muy permeables, la capacidad de bombeo será muy baja y el costo de la excavación en correspondencia será muy alto.

Si no se pueden obtener condiciones satisfactorias de carga arriba del manto freático es, a veces, más económico poner pilotes en las cimentaciones que excavarlas para cimentaciones profundas debajo del nivel del manto freático. Por otra parte, se puede considerar una técnica de compactación profunda como la descrita en la sección 11.6.

Asentamientos

Un ejemplo de asentamiento de cimentaciones profundas en arenas sueltas es una construcción de tres pisos la cual se construyó en un sitio de Kircaldy en Fifeshire. El sitio estaba cerca de la playa y la arena era probablemente un depósito de duna soplada por el viento. En vista de sus pérdidas, como se muestra en la prueba de penetración estándar que dio valores N [incorrectos para la presión de sobrecarga (*overburden*)] que variaron entre 1 y 8, se adoptó como cimentación una losa corrida. Esto da una presión de carga completa a los 61 m por 8.2 m de losa de 35 kN/m^2 . Los asentamientos se midieron sobre este bloque. Éstos aumentaron inmediatamente el incremento de carga de la cimentación y el promedio máximo, y los valores diferenciales máximos fueron 13, 19 y 6 mm respectivamente. En un bloque adyacente la presión de carga que se dio fue de 45 kN/m^2 y se dio por una cimentación de zapata corrida de 1.4 m de ancho en muros externos y 1.8 m de ancho en un muro longitudinal central. El promedio medido máximo y el asentamiento diferencial máximo fue de 25, 44 y 6 mm respectivamente. Aunque estas medidas indican que el levantamiento ocurrió, los movimientos no perjudicaron a la estructura ya que se usó una forma rígida de construcción de pared de carga de apoyo. Dichos asentamientos diferenciales podrían, sin embargo, haber producido un agrietamiento en cualquier forma de los paneles de muro de "cara dura". Sobre la capacidad de estos resultados se podría tener alguna confianza para el uso de la prueba de penetración estándar en arenas secas; pues éstas indican la necesidad de tomar precauciones al evaluar las presiones de carga permisibles para estructuras sensibles al asentamiento que se cimentaron en arenas sueltas o aun en arenas semidensas.

Cimentaciones en arenas sueltas saturadas, muy finas o limosas

Si una arena es muy suelta (valor de N de 5 o menos) y también en un estado saturado, entonces cualquier forma de carga de choque puede causar una licuación espontánea seguida por un hundimiento de la cimentación. Un cambio rápido en el nivel del agua, como un levantamiento imprevisto causado por inundaciones severas, puede tener el mismo efecto. Por lo tanto, las arenas muy sueltas en un estado saturado se pueden compactar artificialmente por vibración (sección 11.6). Si la medida de las cimentaciones y otras condiciones convierten a dichos métodos en impracticables o caros, entonces la carga se debe llevar a estratos densos subyacentes por medio de pilas o pilotes.

4.1.2. Cimentaciones en suelos cohesivos

La capacidad de carga final de cimentaciones basadas en zapatas corridas o aisladas en suelos cohesivos se puede calcular con las ecuaciones de la sección 2.3.3. En el caso de cimentaciones de estructuras claramente ligeras en arcillas de firmes a rígidas es innecesario hacer cualquier cálculo para determinar el asentamiento de consolidación, especialmente si éstas se encuentran en arcillas pedregosa. Un factor de seguridad de 2.5 a 3 asegurará que los asentamientos sean conservados dentro de límites tolerables. Es deseable hacer cálculos de asentamientos con los métodos que se describen en la sección 2.6.6 en todos los casos de estructuras pesadas, y en aquellos en que no exista experiencia previa que guíe al ingeniero.

Estimación de las fuerzas cortantes

Una de las principales dificultades en el cálculo de la capacidad de carga final de cimentaciones profundas a una profundidad baja es hacer una evaluación justa de la fuerza cortante del suelo. El suelo, a una profundidad de 1.2 a 1.5 m en Gran Bretaña, o más profunda en condiciones tropicales o subtropicales, es afectado en una extensión variable por la humedad y el secado de temporada y los efectos de la vegetación. Debajo de esta corteza superficial, generalmente arcillas consolidadas normalmente, como

arcillas de estero, indican por lo común una relativa variación uniforme en la capacidad de fuerza cortante con la profundidad. La dispersión en valores de pruebas de laboratorios es relativamente pequeña y es debido en lo fundamental a la alteración causada por el muestreo. Hay también por lo común una dispersión pequeña cuando las fuerzas cortantes son determinadas por pruebas de campo de veleta (sección 1.4.4).

En las condiciones climáticas de Gran Bretaña, las cimentaciones se sitúan normalmente debajo, o a niveles más bajos, de la corteza de la superficie sujeta a la humedad y al secado de temporada (sección 3.1.1). En consecuencia los valores mínimos de la fuerza cortante normalmente encontradas inmediatamente debajo de la superficie de la corteza se deben tomar para el cálculo de la capacidad de carga final. Se ha encontrado por lo común que hay un incremento progresivo en la fuerza cortante de acuerdo con el incremento de la profundidad debajo de la corteza de la superficie, y el ingeniero debe aprovechar esto poniendo la cimentación a una profundidad más baja de donde ocurre la fuerza cortante mínima. No es necesario siempre tomar los valores más bajos de la fuerza cortante, ya que como se mencionó arriba, éstas pueden ser pruebas del suelo al azar que han sido afectadas por la alteración de muestreo excesivo.

La alternativa para colocar las cimentaciones bajo la zona de cambios de humedad de temporada (y por lo tanto en el suelo que tiene una fuerza cortante mínima) es situándolas a un nivel muy alto dentro de la corteza de la superficie. Esto permite que las presiones de carga relativamente altas sean usadas, y ya que las cimentaciones tendrán dimensiones pequeñas en correspondencia no habrá esfuerzo significativo del suelo blando bajo la corteza superficial. Este procedimiento ocasiona el riesgo de movimientos perjudiciales de las cimentaciones, aunque esto se puede evaluar de acuerdo con la información disponible de precipitaciones pluviales, evidencia de problemas similares en la localidad, susceptibilidad del suelo a la dilatación y la contracción, y a lo sensible de la superestructura al movimiento diferencial.

El problema de la variación en la fuerza cortante es una dificultad en el caso de cimentaciones en arcillas sobreconsolidadas fisuradas donde, además de las variaciones dentro de la corteza superficial, existe una amplia dispersión en los resultados de pruebas de fuerzas de corte que ocurre a través de la profundidad total del estrato, debido a los efectos de fisuras casuales en muestras y pruebas de laboratorio subsecuentes. Se ha encontrado que las fuerzas cortantes deriva-

das de pruebas de carga de la placa o en pruebas de cimentaciones de escala real reflejan la fuerza de fisuras en arcilla, es decir, las fallas tienen lugar parcialmente a través de los planos de fisuras. La dispersión de los resultados de la prueba de compresión triaxial en muestras de perforaciones y en pozos de prueba típicos se muestra en la figura 4.1, en un lugar de Maldon en Essex. Las fuerzas cortantes derivadas de pruebas de carga de la placa de un pozo de prueba en el mismo sitio también se muestran. Estas fuerzas cortantes corresponden a los límites más bajos de los resultados de las pruebas de compresión triaxial. Se encontraron resultados similares en algún otro lugar en arcilla London. Por lo tanto en el caso de las cimentaciones en arcillas fisuradas rígidas, los valores de la fuerza cortante correspondientes a los límites más bajos se deben usar junto con los factores de la capacidad de carga apropiada para la sustitución en las ecuaciones de la sección 2.3.3.

La morena glacial también muestra amplias variaciones en la fuerza cortante debido a las inclusiones al azar en las arenas y gravas dentro de los especímenes de prueba. Sin embargo, la fuerza *in situ* determinada por el comportamiento de la cimentación a escala real es usualmente mayor que la indicada por las pruebas triaxiales en el laboratorio. Por eso, si se obtiene el *promedio* de la fuerza cortante de pruebas triaxiales, la capacidad de carga calculada estará en el lado de la seguridad. No obstante, es aconsejable hacer un estudio cuidadoso de las características *in situ* de la morena glacial arcillosa en caso de que las fuerzas cortantes bajas pudieran ser resultado de cristales de arcilla débil de una extensión apreciable que pueda causar fallas locales en cimentaciones colocadas inmediatamente sobre ellos.

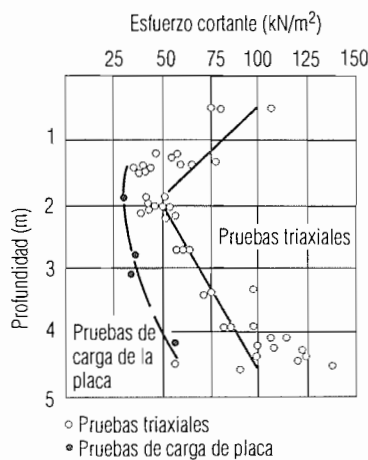


Figura 4.1. Variación de fuerza cortante con la profundidad en arcilla London en Maldon (tomado de Bishop¹¹).

Cimentaciones en suelos rígidos superpuestas a un estrato de arcilla blanda

En el caso de cimentaciones construidas dentro de un estrato de suelo rígido superpuesto a un estrato de arcilla blanda, si la cimentación está demasiado cerca de la capa blanda, ésta se puede romper y resultar una falla. Este peligro puede surgir en arcillas normalmente consolidadas como arcillas de estero. Las arcillas normalmente consolidadas tienen por lo común una corteza de un suelo seco rígido en la superficie. Aunque la corteza rígida debe tener una fuerza cortante razonablemente alta que permita que las presiones de carga altas relativas se usen, la cimentación se debe situar suficientemente cerca de la arcilla suave subyacente para que las presiones de carga transmitidas a través de la costra excedan la capacidad de carga final del material suave.

La presión de carga de la superficie de la capa más débil se puede calcular conservadoramente considerando 1:2 (o 30°) la dispersión de carga a través de la capa rígida como se muestra en la figura 4.2.

Las presiones de carga son dadas por:

$$q_1 = q_n \left(\frac{B}{B + d} \right)^2 \text{ para cimentaciones cuadradas (o circulares)} \quad (4.1)$$

o

$$q_1 = q_n \left(\frac{B}{B + d} \right) \text{ para cimentaciones de zapata corrida} \quad (4.2)$$

El supuesto anterior de dispersión de carga considera una presión de carga uniforme a través del ancho de la cimentación; tiende a subestimar la fuerza vertical bajo el centro, y a

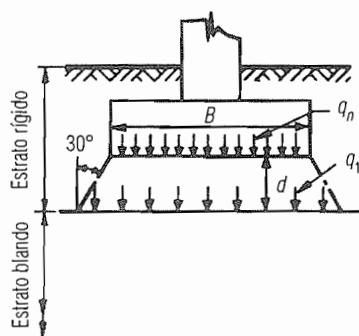


Figura 4.2. Cimentación de zapata aislada o corrida colocadas en un estrato débil que subyace en un estrato rígido.

exagerarla bajo los bordes. El efecto de la rigidez del estrato rígido superior que reduce el esfuerzo en el capa más baja no se toma en cuenta. Los efectos de rigidez se pueden descartar para usar las soluciones elásticas de Poulos y Davis.^{4,2}

Los valores de q_1 , calculados con las ecuaciones anteriores, no deben exceder la capacidad de carga segura del estrato suave. Si las cimentaciones son ampliamente espaciadas (por ejemplo si la distancia entre ellas excede cuatro veces el ancho), es posible reducir, en cierto modo, la presión de carga en el estrato subyacente incrementando el tamaño de la cimentación. Sin embargo, si los cimientos están espaciados muy cerca, las presiones transmitidas al estrato subyacente se cubrirán, como se muestra en la figura 4.3. Cuando se superponen, la presión de carga en el estrato enterrado se incrementa. Si se adopta el conservador 1:2 de la dispersión de la distribución de la carga, la fuerza vertical en la interfase con la capa baja será el doble que para una cimentación sencilla. La fuerza de traslape se puede calcular más exactamente permitiendo la rigidez relativa de las capas (véase Poulos y Davis^{4,2}).

Puede reducirse la presión aplicada aún más combinando los cimientos para formar una cimentación basada en losa o, en el caso de una hilera de cimientos, para formar una cimentación con base en la zapata corrida, pero si la presión de carga sigue siendo excesiva, se deberá considerar hincar pilotes a través de la capa suave hasta un estrato de carga más profundo. Se debe observar que el estrato rígido mismo actúa como una losa debajo de las cimentaciones. Esta losa natural, si es suficientemente gruesa, evita que el suelo suave se levante más allá del área de carga.

Cimentaciones construidas sobre un estrato de arcilla delgado

Cuando las cimentaciones se construyen sobre un estrato de superficie delgada de arcilla superpuesto a un estrato

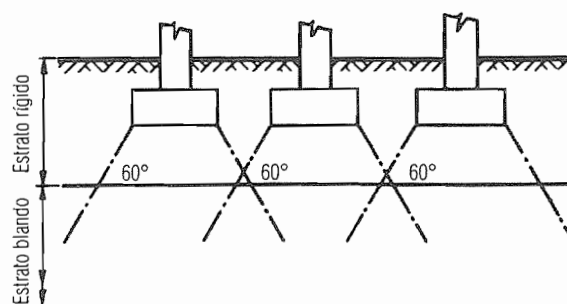


Figura 4.3. Cimentaciones poco espaciadas.

relativamente rígido puede haber una tendencia de que la capa delgada sea comprimida por debajo de la cimentación, en particular si la capa blanda es de espesor variable. La figura 4.4 muestra una cimentación de un ancho B sobre una capa de arcilla delgada superpuesta a un estrato de diferentes características y una significativamente alta capacidad de carga, por ejemplo una capa de arena. La capacidad de carga final neta de la capa de arcilla delgada está dada por la fórmula:

$$q_{nf} = \left(\frac{B}{2d} + \pi + 1 \right) c \quad \text{para } \frac{B}{d} \geq 2 \quad (4.4)$$

para una cimentación con base en zapata corrida de un ancho B , y

$$q_{nf} = \left(\frac{B}{3d} + \pi + 1 \right) c \quad \text{para } \frac{B}{d} \geq 6 \quad (4.5)$$

para una cimentación circular de diámetro B . Para valores menores de B/d que los dados arriba, q_{nf} se pueden obtener por las ecuaciones 2.24 y 2.25, es decir, la fórmula para una capa gruesa de arcilla.

También se debe notar que, con una capa de arcilla delgada, la teoría de Boussinesq subestima la fuerza vertical cercana al límite bajo entre la capa de arcilla delgada y el estrato rígido subyacente. La depreciación es el orden de 50 % bajo el centro del área de carga. Esto se debe tomar en cuenta cuando se consideran factores de seguridad (véase Poulos^{4.3}).

4.1.3. Cimentaciones profundas con carga excéntrica

Los ejemplos de cimentaciones sometidas a carga excéntrica son cimentaciones de columnas para edificios altos donde las presiones de aire causan momentos de flexión apreciables sobre la base de las columnas y las cimentaciones de muros de carga.

La distribución de presión debajo de cimentaciones de

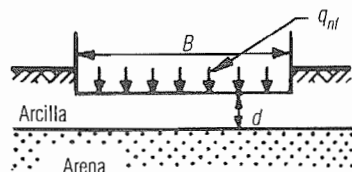


Figura 4.4. Cimentación sobre una capa delgada de arcilla.

carga excéntrica se supone lineal como se muestra en la figura 4.5a, y la presión máxima no debe exceder la presión máxima permisible para una cimentación de carga centrada. Para la cimentación con base en zapata aislada mostrada en la figura 4.5a, donde las caídas resultantes dentro del segundo tercio de la base,

$$\text{Presión máxima, } q_{\text{máx}} = \frac{W}{BL} + \frac{My}{I} \quad (4.6)$$

donde para una zapata aislada simétrica de carga centrada viene

$$q_{\text{máx}} = \frac{W}{BL} + \frac{6M}{B^2L} \quad (4.6a)$$

Similarmente,

$$\text{Presión mínima, } q_{\text{mín}} = \frac{W}{BL} - \frac{6M}{B^2L} \quad (4.6b)$$

Cuando el resultante de W y M cae afuera del tercio central de la base, la ecuación 4.6b indica que la tensión ocurrirá debajo de la base. Sin embargo, ninguna tensión puede ser desarrollada y la distribución de presión se muestra en la figura 4.5c:

$$q_{\text{máx}} = \frac{4W}{3L(B - 2e)} \quad (4.6c)$$

donde

- W = carga axial total,
- M = momento de flexión,
- y = distancia del centro de la zapata al borde,
- I = momento de inercia del plano de la zapata,
- e = distancia del centro de la zapata a la carga resultante.

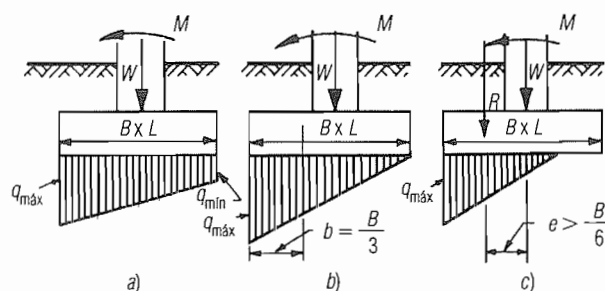


Figura 4.5. Cimentación de zapata excéntricamente cargada.

Si el criterio para la presión de carga permisible es la capacidad de carga final contra una falla al cortante, el valor de esta última se debe calcular por las ecuaciones 2.17-2.20 y 2.22-2.25 para el ancho B , la profundidad D y los valores de c o Φ obtenidos por pruebas de campo o laboratorio. La presión de borde máxima debe tener después un factor de seguridad de por lo menos 3 en la capacidad de carga final, excepto donde la carga excéntrica se debe a la presión del viento en que debe seguirse el procedimiento descrito en la sección 2.5. Por otra parte, la capacidad de carga final de la cimentación de carga excéntrica se puede calcular por la ecuación de Brinch Hansen (2.4). Si el asentamiento permisible es el criterio para determinar presiones de carga, entonces las presiones de carga determinadas por las curvas en la figura 2.19 sería la presión de borde máxima y no la presión promedio. Alternativamente, el ancho efectivo de la cimentación se puede determinar como se describe en la sección 2.3.1 y usarse con la consideración de presión de carga uniforme sobre este ancho. En el caso de carga triangular (figura 4.5b), Peck, Hanson y Thorburn^{4,4} recomendaron que la capacidad de carga permisible se debe basar en la presión de carga máxima ($q_{m\acute{a}x}$) aunque el ancho efectivo de la cimentación para uso en la figura 2.19 se puede tomar como un tercio del ancho total de la cimentación ($B/3$). El asentamiento es una consideración importante para cimentaciones de carga excéntrica en arenas, ya que si es excesiva la inclinación de la cimentación causará un incremento en excentricidad con presión de borde mayor, seguida por sometimientos posteriores y posibles fallas. Si la cimentación se diseña contra el inclinamiento puede ser permisible para la presión de borde máxima para exceder esa presión permisible para una cimentación de carga central.

En los casos en que la carga excéntrica en una columna se produce por momentos de flexión sostenidos, por ejemplo momentos de flexión por carga muerta, sería ventajoso situar la columna fuera del centro de la base para que el resultante

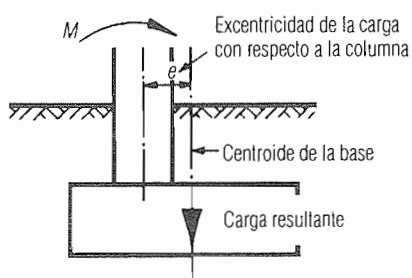


Figura 4.6. Columna colocada de manera excéntrica en relación con la base para obtener una presión de carga uniforme.

de la carga axial y los momentos de flexión pasen a través del centro de la base (figura 4.6). De este modo no hay ninguna excentricidad de la carga en la cimentación y las presiones se distribuyen uniformemente.

4.2. DISEÑO ESTRUCTURAL Y DE CONSTRUCCIÓN

4.2.1. Cimentaciones con base en zapatas corridas para muros de carga

Cimentaciones con base en zapatas corridas de concreto no reforzado

La cimentación basada en zapatas corridas de concreto no reforzado en que se usa una mezcla de cemento de 50 kg a 0.1 m³ de un agregado fino y 0.2 m³ de un agregado grueso es ampliamente usado para soportar muros de carga en viviendas, muros de límite y en los paneles del muro del piso de la planta baja de estructuras armadas. Una mezcla que se incline como ésta no se usará si sulfatos u otras sustancias agresivas están presentes en el suelo en cantidad suficiente para deteriorar el concreto (véase sección 13.5). La carga por metro corrido de muro en este tipo de cimentaciones es por lo común muy bajo, y en el caso de cimentaciones con base en zapatas corridas que soportan muros de ladrillo, el ancho de

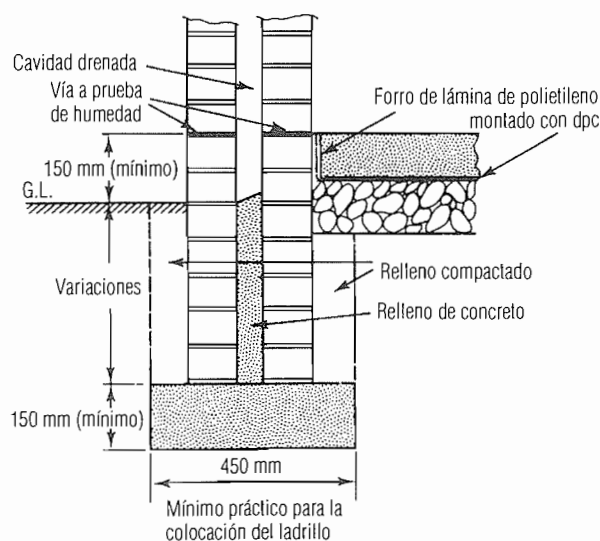


Figura 4.7. Cimentación de zapata corrida para un muro de ladrillo en una cavidad de 280 mm.

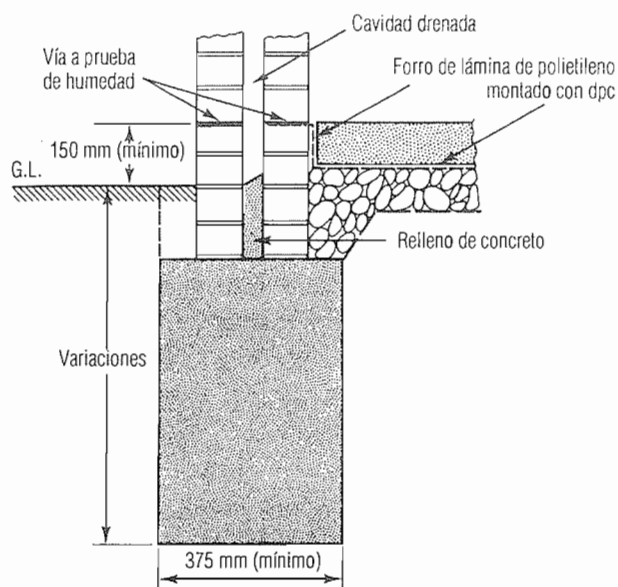


Figura 4.8. Cimentación angosta de zapata corrida para un muro de ladrillo en una cavidad de 280 mm.

la cimentación es gobernado por el ancho mínimo en el que una capa de ladrillo puede poner los cursos de la cimentación, más que la capacidad de carga del suelo.

De este modo, en la figura 4.7, un trabajo mínimo y práctico para las capas de ladrillo en una zanja poco profunda es de 450 mm. La carga por metro que domina la pared de carga más pesada de una vivienda de dos pisos es cerca de 50 kN, que da una presión de apoyo de poco menos que 110 kN/m² para el ancho de la cimentación de 450 mm. Para este valor, el factor de seguridad en la capacidad de carga final de arcilla rígida o arena densa debe ser de 6 o más. De este modo, los valores de la capacidad máxima de carga segura de suelos de valores de buen soporte no se utilizan, y en estos suelos sería ventajoso adoptar una cimentación con base en zapata angosta como se ilustra en la figura 4.8.

Cimentaciones angostas basadas en zapatas corridas (relleno de zanja)

El rasgo esencial de la cimentación angosta, basada en la zapata corrida angosta, es que la zanja es muy estrecha para ser excavada por los trabajadores. Ésta depende de la habilidad de un excavador mecánico como un tractor ligero con un trascabo angosto para cavar en la zanja y que serviría de soporte hasta que fuera rellena con concreto. Cualquier excavación mecánica o manual sería insuficiente si el suelo contiene varias piedras grandes o raíces gruesas. Tampoco se

pueden utilizar, económicamente, las cimentaciones angostas basadas en zapata corrida, en arcillas muy blandas o en arenas saturadas que requieran de apoyo con cimbra de madera.

Aunque la cimentación angosta con base en zapata corrida se usa ampliamente en arcilla afectada por la dilatación y la contracción debido a cambio de humedad de temporada, este tipo es vulnerable al deterioro donde la arcilla se ha desecado por la vegetación a profundidades mayores a 1.2 m (véase sección 3.1.2). El levantamiento de estas cimentaciones que causan agrietamiento de la superestructura puede resultar por la adhesión de la arcilla a los lados de la franja profunda, particularmente donde el excavador ha producido una franja más ancha en la parte superior que en el fondo. El movimiento lateral resultante en cuarteaduras horizontales en las partes de la cimentación y las paredes bajas de la superestructura se pueden causar por dilataciones horizontales de la masa de arcilla rodeando los muros. Las losas verticales de poliestireno se utilizan a veces en la cara interior del relleno de las cimentaciones para liberar presiones horizontales de dilatación aunque el poliestireno, a menos que sea de una densidad baja especial, por ejemplo el entarimado de Claymaster, tiene un notable grado de rigidez y las presiones transmitidas a las cimentaciones pueden causar el agrietamiento en una sección no reforzada. El "entarimado" de arcilla (cartón celular) es una alternativa apropiada para tomar las precauciones contra el colapso prematuro debido a la humedad. La cimentación basada en zapata corrida convencional, donde los suelos son de relleno suelto contra la cimentación profunda de los muros, es menos vulnerable a este tipo de daños.

Cimentaciones escalonadas

Cuando el edificio está en un terreno inclinado, las cimentaciones con base en zapata corrida no necesitan estar al mismo nivel en todas partes del edificio. Está permitido escalonar las cimentaciones como se muestra en la figura 4.9. De la misma manera, si las cimentaciones con base en zapatas corridas se toman bajo una capa de la superficie de suelo débil o de relleno, sobre el estrato de la carga subyacente, los niveles de la cimentación se pueden escalonar, como se

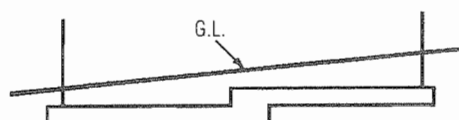


Figura 4.9. Cimentaciones escalonadas sobre tierra inclinada.

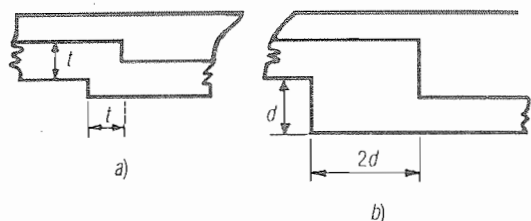


Figura 4.10. Requerimientos para cubrir la cimentación escalonada.

requiera, para seguir cualquier ondulación del estrato de carga. Los escalones deben ser montados a una distancia por lo menos igual que el espesor de la cimentación o al doble de la altura del escalón que sea más alto. Estos requisitos se muestran en la figura 4.10 *a* y *b*. Los escalones no deben ser de una altura mayor que el espesor de las cimentaciones a menos que se tomen precauciones especiales. La altura de los escalones en cimentaciones de zanjas de relleno profundas (figura 4.8) requiere de consideración especial y es aconsejable introducir barras de refuerzo para prevenir agrietamiento en los escalones.

Requisitos para el espesor

Convencionalmente el espesor del concreto en una cimentación basada en zapatas corridas ligera es igual a la proyección de la cara del muro o una cimentación con un espesor mínimo de 150 mm. Este mínimo es necesario para la rigidez, para permitir que las cimentaciones puenteen sobre cavidades flojas en el suelo, y resistir las fuerzas longitudinales debidas a expansión térmica y contracción, y los movimientos de la humedad de los muros de la cimentación. En los suelos de arcilla las presiones de dilatación pueden ser de un orden significativamente alto.

Cuando las cimentaciones con base en zapatas corridas llevan carga pesada, el criterio para el ancho de las cimentaciones probablemente sea de la presión de carga permisible y el espesor de la zapata es gobernada por su fuerza para resistir

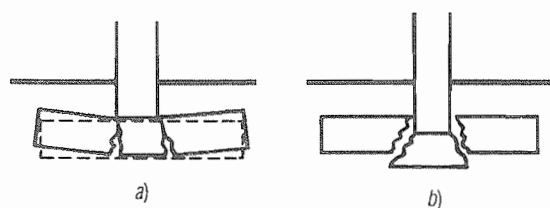


Figura 4.11. Falla estructural de cimentaciones no reforzadas. a) Falla en la torsión. b) Falla en el esfuerzo cortante de penetración.

fallas de las porciones proyectadas en esfuerzo cortante o flexión. El modo de falla en la flexión se ilustra en la figura 4.11*a*, y en fuerza cortante en la figura 4.11*b*. En una cimentación basada en zapatas corridas no reforzada la falla en la flexión será el factor gobernante. Esto puede ser prevenido por un concreto de un espesor adecuado con o sin una transición inclinada o un escalonamiento de la pared al ancho del fondo. Una regla de diseño conservadora es proporcionar el espesor de la zapata para que ninguna tensión se desarrolle en la superficie inferior de la franja. Esto se logra con la regla de someterse al procedimiento de hacer el grueso igual al doble de la proyección. Sin embargo, el B. S. Code of Practice (Código de Práctica B. S.) 101:1972 permite una distribución de carga a un ángulo de 45° de la base del muro para cimentaciones de concreto o una dispersión de la carga a través de la cimentación de ladrillo de un cuarto de ladrillo por corrida (51-75 mm). El procedimiento se ilustra para zapatas corridas, llanas, escalonamientos y cimentaciones inclinadas en la figura 4.12*a-b*.

La distribución de carga de 45° implica un orden menor de tensión en la superficie inferior de la cimentación, pero su magnitud no se puede determinar ya que ésta depende de la flexión de la zapata y de la excentricidad de la carga. Esto no se puede calcular con ninguna exactitud; por esta razón, la distribución nominal de 45° se prefiere para diseñar procedimientos basados en permitir cierto esfuerzo de tensión por desarrollar.

En cimentaciones anchas y profundas se debe considerar la economía en las cantidades de concreto mediante el escalonamiento o la inclinación del cimiento. Se podrá ver en la figura 4.12*a* que hay un área importante de concreto que no está contribuyendo a la distribución de la carga de la pared. El desperdicio es menor si el concreto se escalona como lo indica la figura 4.12*b*. Sin embargo, la construcción en forma escalonada significará utilizar dos alzamientos con un moldaje al escalón más alto. El costo de estas operaciones probablemente sea mayor que un simple aumento al espesor de la cimentación. En el caso de muros de carga de ladrillo, o de mampostería de piedra, el escalonamiento puede ser llevado convenientemente fuera de los materiales de la pared (figura 4.12*c*). Inclinando la cara superior de las proyecciones (figura 4.12*d*) se tendrá un ahorro en el concreto y permitirá que el concreto sea colocado en un levantamiento, pero si el declive es escalonado hasta cerca de uno vertical a tres horizontal se requerirá de un moldaje. La construcción de tal moldaje es costosa en una zanja y requiere de un peso hacia abajo. Sin embargo, los ahorros obtenidos por la mén-

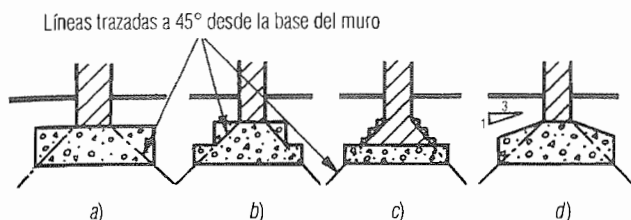


Figura 4.12. Espesura proporcional de una cimentación de zapata corrida no-reforzada basada en la distribución de carga de 45°. a) Zapata corrida plana. b) Concreto escalonado. c) Extremos escalonados de ladrillo. d) Concreto con el frente superior inclinado.

sula a declives uniformes como se muestra en la figura 4.12d son problemáticos excepto para cimentaciones continuas muy largas, y en la mayoría de los casos, la zapata corrida plana es la más económica (figura 4.12a).

En cimentaciones con base en zapatas corridas ancha o de carga pesada es siempre importante tener en mente la economía que el no refuerzo tendría sobre cimentaciones de concreto reforzadas. Esto es especialmente en el caso de que las cimentaciones sean puestas a una profundidad mayor que la nominal, para quedar debajo de una capa de relleno o un suelo débil, por ejemplo. En dichas circunstancias sería más económico rellenar la zanja a una profundidad suficiente de concreto pobre para rellenar el requisito de la distribución de carga de 45° antes de recurrir al gasto de suministrar e inclinar el refuerzo y montarlo en una zanja cimbrada profunda, con el cuidado extra que es necesario en la colocación del concreto en dichas condiciones. También se obtiene ahorro en cemento porque en suelos no agresivos 1:9 el concreto se puede usar en cimentaciones no reforzadas, puesto que el reforzado hecho de acuerdo con los códigos estructurales generalmente necesita ser más rico.

4.2.2. Cimentaciones basadas en zapata corrida de concreto reforzado

Las cimentaciones con base en zapatas corridas de concreto reforzado probablemente muestren una ventaja en el costo sobre el concreto no reforzado donde el suelo débil y la pared de carga pesada requieren de una zapata ancha a una profundidad poco profunda, comparativamente.

El refuerzo en forma de barras *longitudinales* es deseable también en cimentaciones con base en zapatas corridas en suelos variables en alto grado cuando la cimentación sirve de puente entre la debilidad local y puntos de durezas en el suelo al nivel de la cimentación; o cuando hay un cambio abrupto en la carga.

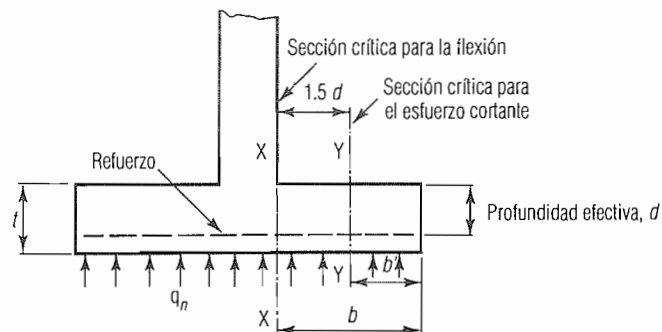


Figura 4.13

El refuerzo transversal en una cimentación con base en zapatas corridas anchas se diseña asumiendo que la saliente actúa como un soporte con su sección crítica en la cara del muro (línea XX en la figura 4.13), y con una carga en la superficie inferior del soporte igual que la actual presión de carga neta bajo las peores condiciones de carga (es decir, la excentricidad máxima si la carga no es totalmente axial). El refuerzo principal toma la forma de barras al fondo de la losa. La losa también se debe diseñar para resistir el esfuerzo cortante y las fuerzas de flexión.

En el cálculo del esfuerzo de flexión, la proporción b proyectada en la figura 4.13 se toma como un soporte; es decir, el momento flexionante en la cara del muro donde b es dado por metros

$$M_b = \frac{q_n \times b^2}{2} \text{ kN m por m del largo del muro} \quad (4.7)$$

Después es necesario verificar la fuerza cortante en la sección crítica YY en la figura 4.13 dada por una sección vertical a una distancia de 1.5 veces la profundidad efectiva de la cimentación desde la cara del muro:

$$\text{Fuerza de corte} = \frac{q_n \times b'}{d} \text{ N/mm}^2 \quad (4.8)$$

donde d = profundidad efectiva a la sección YY y b' son en mm. Si la fuerza cortante es mayor que el valor permisible, se debe reducir incrementando la profundidad efectiva de la zapata. El esfuerzo cortante en forma de estribos o barras inclinadas se debe evitar en lo posible.

En cimentaciones de concreto no reforzado, la economía en las cantidades del concreto se puede hacer inclinando o escalonando la cara superior de las proyecciones. La forma anterior es, comúnmente, preferible aunque si la cimentación

es corta, el costo de la cimbra en un concreto seco excederá el costo del concreto extra en una sección rectangular. Sin embargo, para longitudes largas de cimentación de zapata corrida, donde la cimbra u otros métodos de construcción repetitiva se pueden usar, el ahorro en la cantidad de concreto obtenido por una cara inclinada puede indicar ahorros en los costos totales.

Detalles de construcción

Es buena práctica dejar una capa de revestimiento de 50-75 mm de cemento pobre sobre el fondo de la zanja de la cimentación con la finalidad de darle una superficie seca y limpia en la cual montar el reforzamiento y acomodar las barras a la cubierta correcta. El concreto de revestimiento se debe colocar lo más pronto posible después de haber recortado la excavación a los niveles especificados: esto servirá para proteger el suelo de la cimentación del deterioro causado por la lluvia, el sol o la helada. Si el material de excavación es una arena medianamente limpia o una mezcla de grava y arena, éstas se pueden mezclar con cemento para la capa de revestimiento. No es necesario usar costosas mezclas de calidad si el suelo excavado puede hacer por sí mismo un concreto de bajo grado.

Para proteger el acero de refuerzo contra la corrosión, una cubierta mínima de 40 mm es suficiente entre la superficie del revestimiento de concreto y la capa del fondo del reforzamiento. Si se pone el concreto contra cimbra áspera o suelo sin cimbra la cubierta debe aumentar a 75 mm. Si no se provee un recubrimiento de concreto la capa debe ser de 75-100 mm dependiendo del tipo de suelo. El último requisito se refiere a la facilidad con que el suelo se puede recortar a una superficie verdadera que no se deteriorará bajo el clima o los pies de los trabajadores. De este modo una arena suelta es fácilmente alterada y desplazada, y 75 mm de cubierta no se pueden mantener fácilmente, mientras que

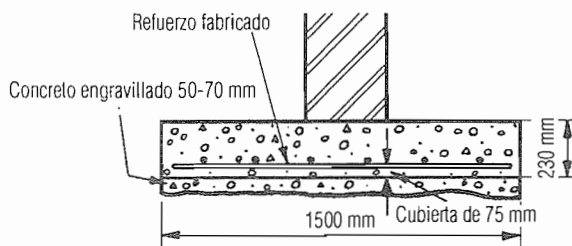


Figura 4.14. Cimentación de zapata corrida de concreto reforzado para un muro de ladrillo de 440 mm.

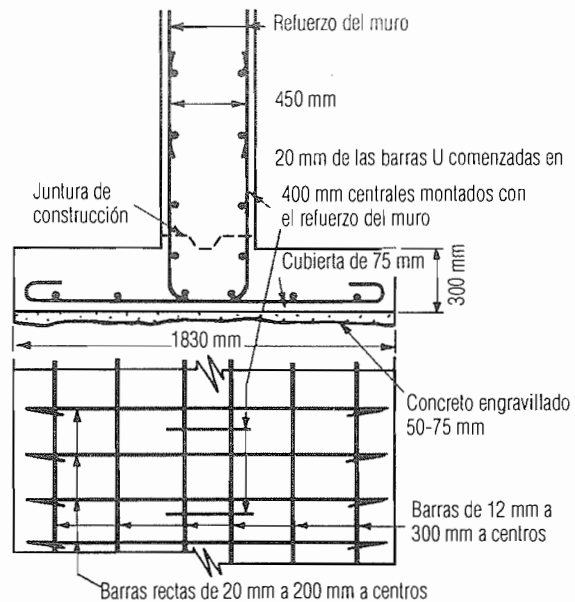


Figura 4.15. Cimentación de zapata corrida para un muro de carga de concreto reforzado.

una mezcla de grava y arena compacta o una arcilla dura (si se previó el debilitamiento) dará una superficie estable permitiendo que la cubierta de 75 mm se mantenga. Más información sobre los métodos de excavación y de protección de zanjas de cimentaciones se describe en el capítulo 9.

Un arreglo típico para reforzar una cimentación con base en zapata corrida de concreto reforzado para un muro de cimiento de ladrillo se muestra en la figura 4.14. El refuerzo fabricado está totalmente en el fondo de la losa y la "losa de cimiento" reforzado se debe montar en la superficie, los bloques de concreto espaciados alambrados y el montaje total más bajo en el concreto de revestimiento.

La figura 4.15 muestra el refuerzo para una cimentación ancha con base en zapata corrida que soporta un muro de carga también en concreto revestido.

4.2.3. Cimentaciones basadas en zapata aislada de concreto no reforzado

Los métodos de diseño de cimentaciones basadas en zapata aislada de concreto reforzado y no reforzado son similares, en principio, a los descritos en páginas anteriores para cimentaciones con base en zapatas corridas. De este modo la medida mínima de la zapata aislada se da por el requerimiento práctico de tener la posibilidad de ser excavada a

mano a la profundidad requerida y el nivel del fondo para colocar ladrillos o preparar trabajo de acero para las columnas. La medida mínima para una pila cuadrada de ladrillo de 215 mm es una base cuadrada de 510 mm. El diseño correspondiente en la técnica de construcción para la cimentación de zapata aislada estrecha es la zapata aislada circular en la que un taladro mecánico de tierra se usa para barrenar un hoyo a la profundidad requerida que se rellena con concreto. Una pila de ladrillo se debe construir fuera de la superficie nivelada, o una cavidad debe ser moldeada en la zapata para recibir una columna de acero o concreto precolado. Los ahorros en excavaciones taladradas mecánicamente son más, en términos de trabajo y tiempo, que en cantidades de excavación o concreto. Éstas son más favorables en el caso de cimentaciones de pilas profundas.

Como en el caso de cimentaciones basadas en zapatas corridas, el espesor de cimentaciones con base en zapatas aisladas de concreto no reforzado se obtiene por la necesidad de prevenir el desarrollo de tensión en la superficie inferior de la base o reducirla a un valor menor. El criterio anterior se da por la regla del proceso práctico de aumentar el espesor al doble de la proyección mientras esto último se determina por la práctica normal británica de 45° de distribución de carga (como se muestra en la figura 4.12).

Las consideraciones para determinar la opción de cimentaciones escalonadas o en declive o una sección rectangular plana son las mismas que las descritas para las cimentaciones basadas en zapatas corridas.

4.2.4. Cimentaciones basadas en zapata aislada reforzada

El procedimiento para el diseño de cimentaciones de zapatas aisladas de concreto reforzado es como sigue:

a) Determinar el área de la base de la cimentación dividiendo la carga total de la columna y la base entre el esfuerzo de carga permisible en el suelo.

b) Determinar la profundidad total de la cimentación requerida por el esfuerzo cortante de penetración, basado solamente en la carga de la columna.

c) Seleccionar el tipo de cimentación que se va a usar, es decir, base de losa sencilla, o inclinada más alto que la superficie. Considerar las dimensiones del declive.

d) Comprobar las dimensiones calculando la fuerza cortante de la viga en secciones críticas, con el criterio de que no se debe proveer el refuerzo diagonal cortante.

e) Calcular los momentos flexionantes y diseñar el refuerzo.

f) Comprobar el esfuerzo de unión en el acero.

Cálculo del espesor requerido de la zapata aislada para resistir el esfuerzo cortante de penetración

El esfuerzo cortante de penetración ocurre a lo largo de una sección crítica periférica a una distancia de 1.5 veces el espesor de la zapata aislada (figura 4.16). Por ello, la fuerza cortante para la columna rectangular mostrada se obtiene por

$$v = \frac{(W/bb') (bb' - A)}{(2a + 2a' + 2\pi 1.5t)d'} \quad (4.9)$$

donde

A = área dentro de la sección crítica periférica,

d = profundidad efectiva de la zapata aislada.

Cálculo del esfuerzo cortante en secciones críticas

En el caso de zapatas aisladas de un espesor uniforme, la sección crítica para el esfuerzo cortante es a lo largo de la sección

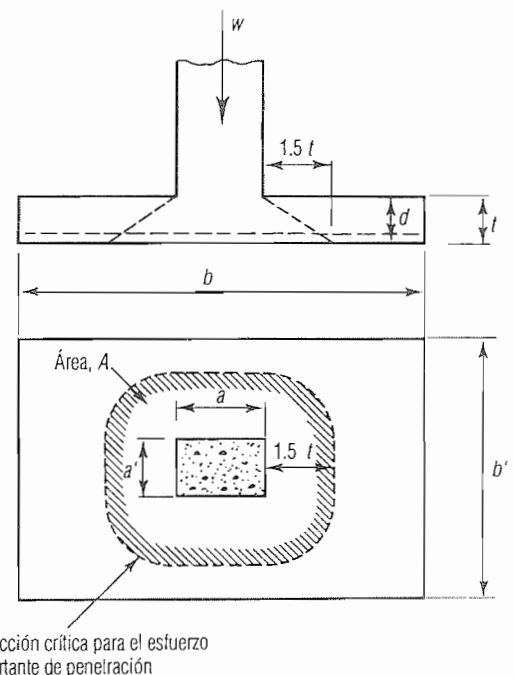


Figura 4.16. Esfuerzo cortante de penetración en la base de una columna.

ción vertical YY extendida a través del ancho total la zapata aislada a una distancia de 1.5 veces la profundidad efectiva de la cara de la columna; es decir, la sección XX en la figura 4.17:

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{q_n \times b \times L}{L \times d}, \quad (4.10)$$

donde

q_n = presión neta de cara en un área fuera de la sección bajo consideración

b = ancho de la sección bajo consideración,

d = profundidad efectiva de la sección,

L = longitud de la zapata aislada.

En el caso de cimentaciones escalonadas, pueden existir otras secciones críticas en la cara de cada escalón, y el esfuerzo cortante se debe confrontar con el espesor reducido a cada escalón. Donde las zapatas tienen una inclinación más alta que la cara del escalón será necesario contrarrestar el esfuerzo cortante dos o tres puntos. Si el esfuerzo cortante es mayor que los valores permisibles dados en el código estructural entonces será necesario incrementar el espesor de la base. El esfuerzo cortante en la forma de estribos o barras inclinadas se debe evitar en lo posible.

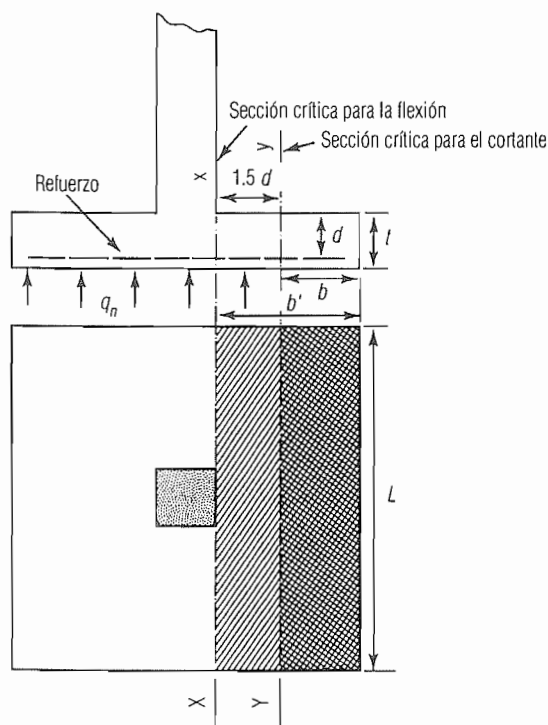


Figura 4.17

Cálculo de momentos de flexión en cimentaciones basadas en zapatas aisladas con carga central

Los momentos flexionantes se deben tomar en cuenta como el momento de las fuerzas sobre el área entera en un lado de la sección, al considerar que la presión de carga se distribuya uniformemente a través de la sección. La sección crítica para la flexión en la base se debe tomar en la cara de la columna.

Por ello, en la figura 4.17 el momento de flexión a la sección crítica XX se obtiene por

$$q_n \times b' \times \frac{b'}{2} \text{ por unidad del ancho de la zapata} \quad (4.11)$$

Son preferibles las losas de base rectangular o cuadrada que las losas circulares ya que estas últimas requieren barras de refuerzo de varias longitudes y cimbrado; si se requieren escalones circulares o caras de inclinación, es más caro. Los detalles típicos de reforzamiento para una cimentación basada en zapata aislada se muestran en la figura 4.18. Para zapatas cuadradas el refuerzo se debe distribuir uniformemente a lo largo de la sección considerada. El refuerzo que se requiere para resistir el momento a través del tramo corto de una base rectangular se debe repartir sobre una banda centrada en la columna y que contenga $2/(\beta_f + 1) = 1$ veces el área total del refuerzo, y el resto se reparte sobre las partes exteriores de la sección. El ancho de la banda central es igual a la dimensión

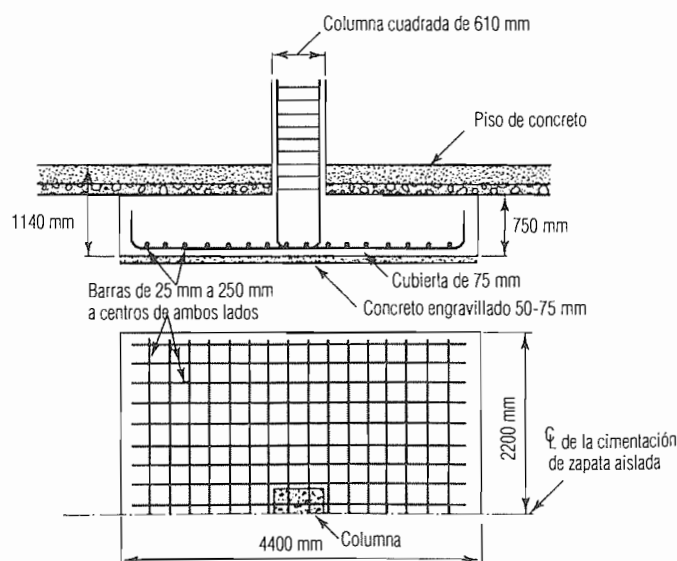


Figura 4.18. Cimentación de zapata aislada cuadrada (véase ejemplo 4.5).

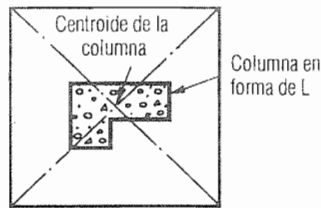


Figura 4.19. Cimentación de zapata aislada para una columna en forma de L.

del lado corto de la base y β_i es la proporción y es igual a la dimensión corta del lado largo y del corto (cláusula 3.10.4.1 de CP 110).

Cimentaciones de zapatas aisladas para columnas en forma de L

Las columnas en las esquinas de las estructuras armadas reforzadas son con frecuencia en forma de L por razones arquitectónicas. La losa de la cimentación se debe hacer concéntrica respecto al centroide de la columna, como en la base de la columna que se muestra en la figura 4.19. La losa de la cimentación se diseña de una manera similar a bases rectangulares o cuadradas. La fuerza cortante de penetración es menor debido al perímetro largo de la columna en relación con la carga que lleva.

Cimentaciones basadas en zapatas aisladas de carga excéntrica

Donde las cargas laterales o los momentos flexionantes en una columna vienen de cualquier dirección, por ejemplo de cargas de viento, se prefiere una losa de cimentación cuadrada; a menos que, por razones de falta de espacio, se deba poner una cimentación rectangular. Sin embargo, donde los momentos flexionantes actúan siempre en la misma dirección, como en las columnas que soportan estructuras armadas rígidas, la losa de la cimentación se puede extender en dirección de la excentricidad. Por lo cual en la figura 4.20 si la resultante R de la carga vertical W y la carga horizontal H corta la base a una distancia e de su centro, entonces cuando e es menor que $a/6$,

$$\begin{aligned} \text{La presión máxima de carga} \\ \text{al extremo de la losa} &= \frac{W}{ab} \left(1 + \frac{6e}{a} \right) \end{aligned} \quad (4.12)$$

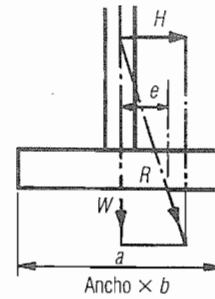


Figura 4.20. Cimentación de zapata aislada o cargada excéntricamente.

$$\begin{aligned} \text{La presión de carga mínima} \\ \text{al extremo inferior de la carga} &= \frac{W}{ab} \left(1 - \frac{6e}{a} \right) \end{aligned} \quad (4.13)$$

Cuando e es mayor que $a/6$,

$$\begin{aligned} \text{La presión de carga al extremo de la losa} \\ &= \frac{4W}{3b(a-2e)} \end{aligned} \quad (4.14)$$

Las dimensiones de la base de la losa, a y b , se proporcionan de manera que la presión de carga máxima al extremo no exceda la presión de carga permisible (véase sección 4.1.3). Si una columna soporta un momento flexionante permanente, por ejemplo una ménsula que soporta una carga constante, puede ser una ventaja poner la columna fuera del centro de la zapata aislada para que la excentricidad de la carga resultante sea cero, y dé una distribución uniforme de presión sobre la base de una manera similar a la figura 4.6 para la cimentación con base en zapata corrida. Esto elimina el riesgo de inclinación.

La sección del extremo largo de la losa se debe diseñar como un soporte cercano a una sección a través de la cara de la columna. La fuerza cortante de penetración se debe calcular sobre las caras de la columna y el diseño cotejado para tensiones diagonales en secciones fuera de la sección vertical como se muestra en la figura 4.17.

Dado que el momento flexionante en la base de la columna probablemente pueda ser largo con cimentaciones de este tipo, el refuerzo de la columna se debe unir apropiadamente a la base de la losa. Los detalles de refuerzo para una cimentación de zapata aislada con carga excéntrica se muestran en la figura 4.21.

En el caso de gran excentricidad procedente de cualquier dirección en cimentaciones de zapatas cuadradas o rectangu-

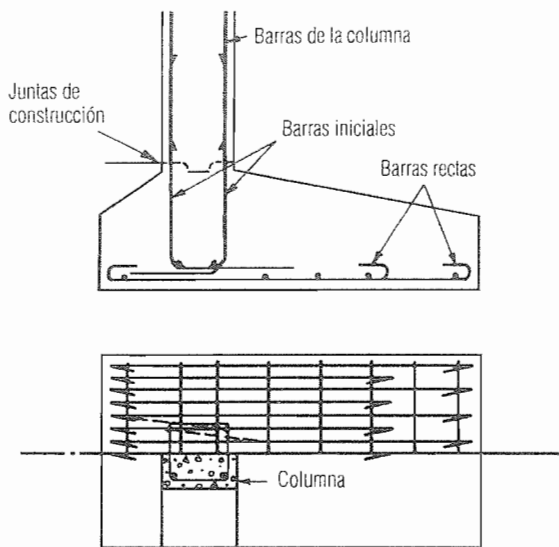


Figura 4.21. Detalles del refuerzo para una cimentación de zapata aislada con una columna colocada de manera excéntrica.

lares, se debe considerar la resistencia pasiva del suelo en contacto con el bloque de la cimentación, para resistir el volteo. Para que esto sea tomado en cuenta, es necesario que el bloque de cimentación se cuele contra el suelo sin alteración, y que el suelo mismo no ceda apreciablemente, bajo la carga lateral o que el relleno se pueda apisonar entre la cara del bloque y la excavación a una densidad igual o mayor que la del suelo circundante. Por ello, una arena densa o arena y grava tendrían una resistencia alta al volteo del bloque de cimentación. La no resistencia al volteo se podría dar por un suelo de arcilla si el bloque fue puesto dentro de la zona de movimientos de humedad de temporal, cuando la contracción pueda abrir un hueco entre el suelo y el bloque.

4.2.5. Cimentaciones cercanas a estructuras existentes

Donde el espacio para la losa de base de las cimentaciones es restringido, por ejemplo donde una cimentación de zapata corrida se construye cerca de un muro existente (figura 4.22), puede no haber espacio para una proyección en ambos lados de la columna o del muro. Si la proyección es en un solo lado, la carga excéntrica es inevitable. No tendría importancia en el caso de cargas ligeras o si el material de la cimentación no es flexible, pero la carga excéntrica en suelos compresibles puede llevar a una inclinación de la cimentación con la consecuente transmisión de fuerzas horizontales peligrosas en muros o columnas de estructuras colindantes. Se puede permitir algún

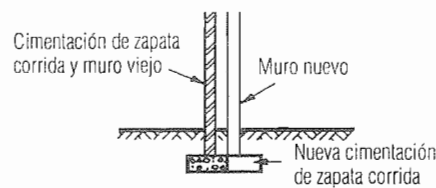


Figura 4.22. Cimentación de zapata corrida cercana a una estructura existente.

grado de excentricidad en la carga del suelo en estructuras armadas que son propiamente atadas juntas, o en cimentaciones profundas donde la inclinación pueda ser resistida por la resistencia pasiva del suelo contra las superficies verticales del muro de la cimentación.

Un método usado para contrarrestar la inclinación en las cimentaciones de la columna de estructuras armadas es combinar la cimentación exterior con la cimentación interior contigua, como se muestra en la figura 4.23. Debido a la excentricidad de la carga en la base de dicha cimentación combinada habrá una distribución desigual de presión en el suelo y consecuentemente una tendencia a un asentamiento relativo entre las columnas. Esto debe ser resistido por la rigidez estructural de la losa de base. Se requiere reforzar con estribos de acero el fondo y el tope ya que es probable que las fuerzas cortantes sean grandes.

Si hay diferencias amplias en la carga de columnas adyacentes en una cimentación combinada, la necesidad de tener presiones de carga uniforme teóricamente requerirán una losa de base trapezoidal (figura 4.24a). En la práctica la losa con base trapezoidal se debe evitar, si es posible, ya que requiere barras de corte y flexión de diferentes longitudes. En varios casos es posible proveer un área de carga adicional, para una columna cargada con más peso, extendiendo la porción de

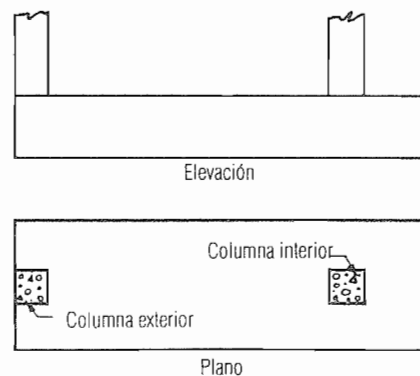


Figura 4.23. Cimentación de zapata combinada para las columnas exteriores e interiores.

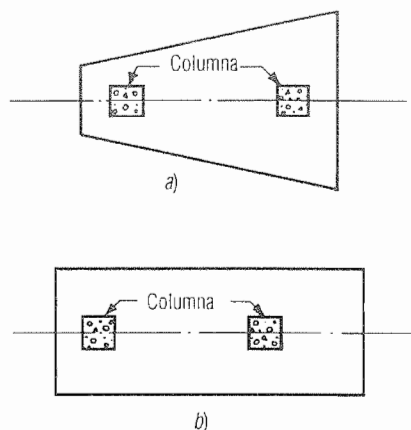


Figura 4.24. Cimentación combinada de zapata para las columnas de carga no iguales. a) Base trapezoidal. b) Base rectangular.

cantilever a la losa de base mientras que se mantienen los lados paralelos (figura 4.24b).

4.2.6. Cimentaciones continuas de zapata aislada y de vigas

Puede ser, a veces, más económico construir las cimentaciones de una hilera de columnas, como una hilera de cimentaciones de zapatas aisladas con sólo una junta entre cada zapata, antes que poner excavaciones individuales a un espacio cerrado. Las cimentaciones de este tipo con zapatas individuales pero que se tocan unas con otras son más económicas en acero reforzado que las cimentaciones de vigas continuas, ya que esto último requiere un buen reforzamiento para prevenir las fuerzas debidas a los asentamientos diferenciales entre las columnas adyacentes. Sin embargo, cimentaciones de viga continua pueden requerir puentear sobre huecos débiles en el suelo o prevenir asentamiento diferencial excesivo entre columnas adyacentes. Las ventajas de las cimentaciones

continuas de zapatas aisladas o de vigas son fáciles de excavar por las máquinas, cualquier molde que se requiera puede ser fabricado y montado en longitudes largas, y hay una continuidad mejorada y un fácil acceso para concretar las cimentaciones. Estas cimentaciones tienen la ventaja adicional de proveer cimentaciones de zapata corrida para muros de panel en la planta baja de edificios de varios niveles construidos con base en armazones.

Diseño estructural de cimentaciones basadas en vigas continuas

Las cimentaciones de vigas continuas deben tomar la forma de vigas de losa rectangular simples (figura 4.25a) o, para las cimentaciones más anchas con cargas pesadas, vigas T invertidas (figura 4.25b). Los problemas de diseño estructurales se complican por factores como: cargas de columnas variantes, cargas vivas variantes en las columnas y las variaciones en la compresión del suelo. En la mayoría de los casos es imposible diseñar las vigas con una base teórica satisfactoria. En la práctica, las condiciones del suelo raramente son estables para soportar un asentamiento uniforme de las cimentaciones aun cuando las cargas de las columnas sean iguales. Inevitablemente habrá una tendencia a un asentamiento mayor bajo una columna individual, que después transferirá una proporción de la carga al suelo bajo columnas adyacentes hasta que la cimentación total eventualmente adquiera equilibrio. La cantidad de carga transferida y de rendimiento de partes individuales de la viga de cimentación se determina por la rigidez a la flexión de la viga y la compresión del suelo considerada como una unidad.

Las condiciones para suelos razonablemente uniformes y donde el asentamiento máximo será, en cualquier caso, de orden menor, el método de diseño seguro es permitir la carga máxima combinada viva y muerta en todas las columnas, para soportar la distribución de presión uniforme en el suelo, y diseñar la cimentación como una viga invertida en columnas diseñadas sobre el límite de fluencia. Sin embargo, si la compresibilidad del suelo es variable, y si la distribución de carga viva en las columnas puede variar, este procedimiento puede llevar a un diseño inseguro. El ingeniero de estructuras entonces debe obtener del ingeniero de mecánica de suelos estimaciones de asentamientos máximos y diferenciales, para las condiciones más severas de distribución de carga en relación con las características del suelo. El ingeniero de mecánica de suelos necesariamente debe basar sus estimaciones en

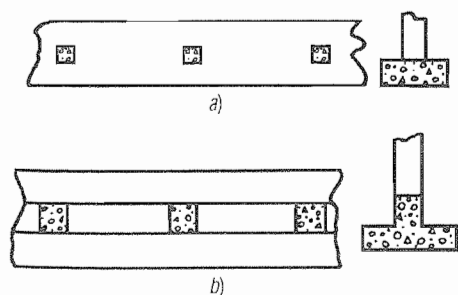


Figura 4.25. Cimentaciones de vigas continuas. a) Losa rectangular. b) Viga T invertida.

una flexibilidad completa en la cimentación y el ingeniero estructural entonces diseña la viga de cimentación con la teoría de una viga en soportes elásticos.

Una descripción de métodos para calcular los momentos flexionantes para estas condiciones está más allá del alcance de este libro; el lector podrá buscar referencias en un reporte del Institution of Structural Engineers (Institución de Ingenieros Estructurales).^{2,19}

El grado de rigidez que se debe dar a la viga de cimentación se rige por los movimientos diferenciales límites que pueden ser tolerados por la superestructura y por consideraciones económicas en la medida y cantidad del refuerzo de las vigas. Se debe evitar rigidez, ya que originará momentos flexionantes altos y fuerzas cortantes, y la posibilidad de que se forme una grieta ancha, si los momentos y los cortantes se subestiman (esto es siempre una posibilidad ya que las estimaciones cercanas de asentamiento no pueden depender del ingeniero de mecánica de suelos y no sería económico diseñar en las peores condiciones concebibles). La meta general debe ser una razonable flexibilidad dentro de los límites tolerados por la superestructura, y en casos de momentos flexionantes altos las juntas de vigas, losas y columnas se deben proveer de ménsulas y extensiones para evitar concentraciones de esfuerzos en ángulos agudos. Cuando se consideran los efectos de asentamientos de columnas en la superestructura, el diseñador estructural debe tener en mente la información de distorsiones límite que se da en la sección 2.6.2.

4.3. CIMENTACIONES PARA COLUMNAS ESTRUCTURALES DE ACERO

El diseño tradicional de bases de columnas estructurales de acero consiste en una placa de base rectangular, rígidamente conectada al puntal por ángulos y codos de metal, mientras que los tornillos aseguren hacia abajo la placa a las cimentaciones de concreto. La medida de la placa de base fue, con más frecuencia, dictada por la medida de la columna y el espacio tomado hacia arriba por los codos de metal y ángulos, que por la presión de carga permisible en el concreto bajo la placa de base. Sin embargo, la adopción general de soldar en estructuras de acero ha provocado una reducción en la medida de las placas de base (ya que no se necesita permitir espacio libre para los hoyos de los tornillos). El uso de puntas colgantes en las columnas de dichas estructuras como edificios con pórticos y mástiles sujetos, permiten placas de base de área mínima, que son después sujetos a medida de la presión

de carga permisible que se puede imponer en el concreto. También existe una tendencia en aumento de anclar los extremos del acero o de las columnas de concreto precolado en cavidades formadas en las cimentaciones de concreto.

Los diseñadores asumen a veces que la capacidad de carga final de la superficie de la cimentación de concreto es igual al cubo de su esfuerzo a la compresión no confinada. Esto es claramente un procedimiento muy conservador ya que el efecto limitado del concreto circundante es insignificante. Investigaciones hechas por Meyerhof en la Building Research Station (Estación de Investigaciones de Edificios)^{4,5} mostraron que en medidas y grosores diferentes de bloques la capacidad de carga final del concreto era varias veces el esfuerzo al cubo. Desde luego que para las cimentaciones anchas el refuerzo contra las cuarteaduras, la capacidad de carga final era siete veces dicho esfuerzo al cubo.

Los resultados de esas investigaciones no se han expresado en reglas prácticas para el diseño. Es práctica usual comprobar el esfuerzo permisible en la superficie de la cimentación refiriéndose al British Standard Code of Practice (Código de Normas Británicas de Prácticas) CP 111.^{4,6} Esto afirma que los esfuerzos máximos resultantes de cargas concentradas, por ejemplo, una base de columna en una zapata aislada de concreto, no debe exceder el esfuerzo de distribución uniforme permisible en un muro de concreto plano por más del 50 %. El esfuerzo de distribución permisible se define como el 25 % de la fuerza a la falla del trabajo del cubo o no más de 10.5 N/mm², cualquiera es menor. Por lo tanto

$$P_{cc} \geq 1.5 \times \frac{u}{4} \geq 10.5 \text{ N/mm}^2 \quad (4.15)$$

donde

P_{cc} = presión máxima de carga en la zapata aislada a un plano de contacto,

u = fuerza de falla del cubo de concreto.

4.4. CIMENTACIONES EMPARRILLADAS

Donde las cargas muy pesadas de las columnas estructurales de acero se deben soportar, en una base ancha, y donde la profundidad total de la cimentación es restringida (para permitir que la losa de base sea situada por encima del nivel del manto freático por ejemplo) se requiere un emparrillado de acero para distribuir la carga. Un diseño típico para una base

emparrillada se muestra en la figura 4.26 Las vigas maestras de la hilera inferior se diseñan para trabajar como cantilevers soportando una carga distribuida igual a la presión de carga en la losa de la cimentación. La hilera superior distribuye la carga de la columna a la hilera inferior. Se puede requerir una hilera intermedia. En grandes emparrillados las uniones en cada patín se colocan por pernos de amarre pasando a través de hoyos barrenados del núcleo con espaciadores, barrenos de gas atornillados entre el tejido. Se debe dar atención a la estabilidad de los armados de la trabe de soporte bajo la carga concentrada de la columna o de la fila superior de trabes. Los atiesadores del alma deben ser colocados donde se requieran.

Se debe dar un espacio adecuado entre las cabezas de la trabe para permitir que el concreto fluya entre y debajo de ellas. El emparrillado se debe colocar con exactitud y nivelarse totalmente antes de que el concreto sea colocado, y no permitir que se mueva mientras se cuela, ya que cualquier error debido a la inexactitud de la colocación o al desplazamiento será muy costoso de rectificar una vez que el concreto se endurezca.

4.5. LOSAS DE CIMENTACIÓN

El uso más común de losas de cimentaciones es en suelos con capacidad de carga baja, donde las presiones de la cimentación se deben esparcir, tanto como sea posible, sobre toda el área. También se usan para cimentaciones en suelos de compresibilidad variable donde la rigidez parcial dada por la construcción de vigas y de losa rígida se utiliza para puentear sobre áreas de suelos más compresibles, y de este modo el asentamiento diferencial de la losa de la cimentación se minimiza. Las losas de cimentaciones se pueden usar a conveniencia en la construcción de estructuras soportadas por una parrilla de columnas cercanas. En dichos casos una losa corrida evitará la obstrucción del lugar por un número de excavaciones individuales con sus respectivos amontonamientos de escombros. Algunos diseñadores trabajan bajo la regla de que si más del 50 % del área de la estructura es ocupada por zapatas aisladas o corridas sería más económico proporcionar una losa de cimentación. Esto no es necesariamente verdadero ya que la cantidad de acero de reforzamiento que se requiere para evitar la deflexión excesiva y las grietas en una losa que soporta cargas de columnas desiguales puede ser mucho. Sería más económico excavar el lugar a un nivel de formación, y construir cimentaciones con base en zapatas individuales cercanas entre

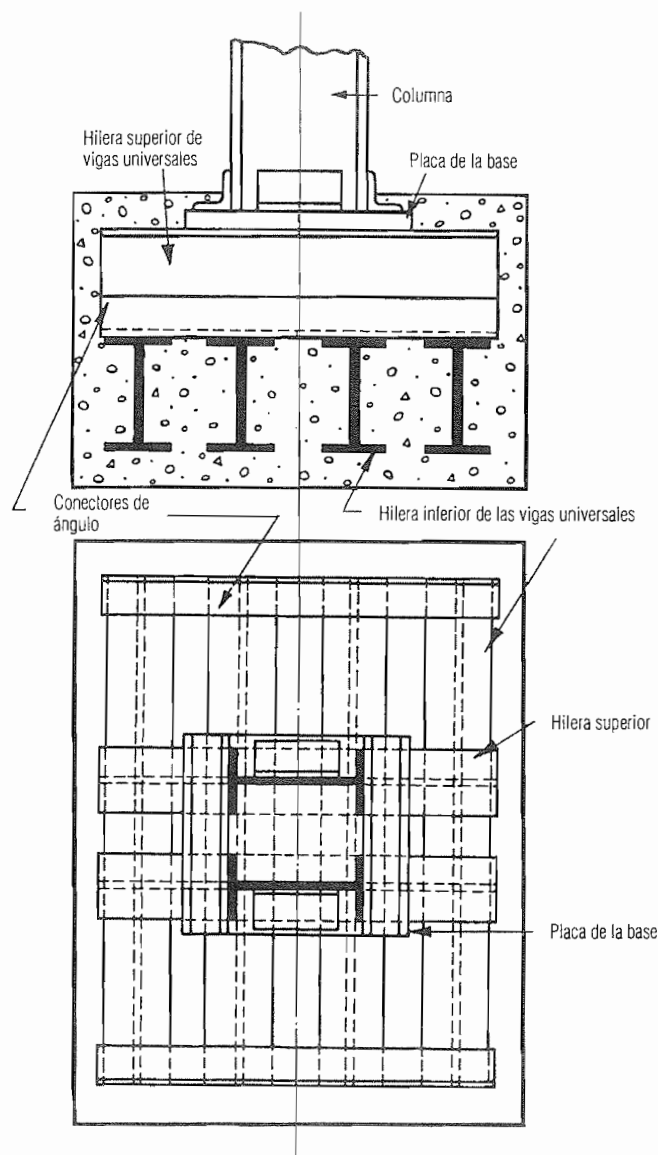


Figura 4.26. Base emparrillada para una columna de acero de carga pesada.

sí (si es necesario pueden tocarse una con la otra), y después rellenar alrededor de ellas.

Los sótanos con losa rígida o pisos con losa y contratraveses son formas de cimentaciones de losa; éstos y el caso especial de losas flotantes se describen en el capítulo 5. Los diseños de losas para contrarrestar los efectos de hundimiento de minería fueron descritos en la sección 3.5.5.

4.5.1. Tipos de losas de cimentación

Las losas planas (figura 4.27) se pueden usar en condiciones de suelo donde no se anticipan grandes asentamientos y

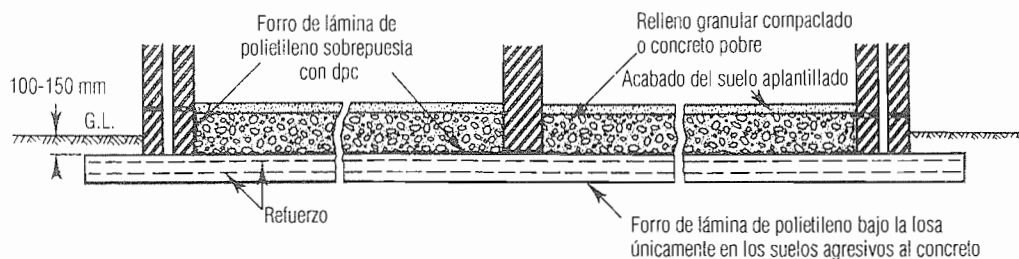


Figura 4.27. Losa de cimentación plana.

por lo tanto no se requiere un alto grado de dureza. Una capa de malla de acero en la parte superior y el fondo de la losa se provee por lo común para resistir los momentos de flexión debidos a las deflexiones de arqueó y hundimiento en cualquier punto de la losa.

Por razones arquitectónicas lo común es ocultar la losa por entero debajo del nivel del piso terminado. Por lo tanto la parte superior de la losa se sitúa a una profundidad de 100-150 mm para permitir variaciones menores en el nivel de la superficie del terreno. La losa también se puede moldear directamente en el suelo o en una capa delgada de concreto y grava. Se pone la membrana a prueba de agua sobre la losa y se sobrepone en el transcurso de la prueba de amortiguamiento. Se añade una capa de polietileno debajo de la losa como una membrana a prueba de agua, donde se presenta agresividad de los suelos al concreto. Una losa de 200 mm de espesor es apropiada para un edificio ligero, la profundidad resultante de la cimentación de 300-350 mm bajo el nivel del suelo será satisfactoria para suelos que no son susceptibles al levantamiento por helada. En suelos susceptibles a heladas la periferia de la losa se puede construir en una capa de concreto pobre o relleno granular compacto para suministrar una profundidad exterior a la cimentación de 450 mm como precaución contra el levantamiento por helada (figura 4.28). Se requieren un poco más profundas en áreas sujetas a heladas

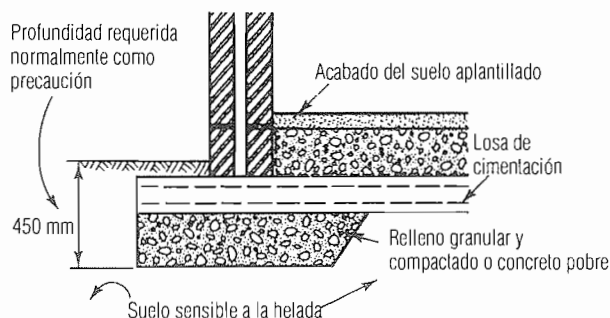


Figura 4.28. Borde de la losa de cimentación plana en un suelo sensible a la helada.

severas. Donde la losa plana tiene la parte superior de su superficie bajo el nivel del suelo es necesario proveer una losa separada del suelo por medio de una capa de concreto pobre o de relleno compacto como se muestra en la figura 4.27. Por otro lado, se puede construir un piso de madera en muros de plantillas de ladrillo o polines de soporte.

Donde las consideraciones arquitectónicas no necesitan ocultar los bordes expuestos de la losa, ésta puede formar también el piso de tierra (figura 4.29). Entonces, se necesita tomar precauciones contra la lluvia bajo los muros o del revestimiento de acero inoxidable externo de la estructura.

La **losa de borde rígido** (figura 4.30) es apropiada para las cimentaciones de casas de uno o dos pisos en suelos compresibles débiles o de material de relleno granular suelto. La losa del piso del suelo se hace como parte integral de la losa larga, y se escalona la parte periférica de la losa, y se pone un corte contra la afluencia de agua. Se puede formar una viga rígida integralmente con la porción escalonada hacia abajo de la losa proyectada a la punta (figura 4.30a). En una construcción de menor rigidez, la viga del borde se moldea separada de la losa cuando ésta se lleva a cabo estructuralmente como una cimentación ancha con base en zapatas corridas (figura 4.30b).

En suelos de alta o muy alta compresibilidad, como las arcillas de turba blandas o material de relleno suelto depositado recientemente, un mayor espesor se debe proveer para acomodar una viga rígida con una conexión más firme a la losa como se muestra en la figura 4.31.

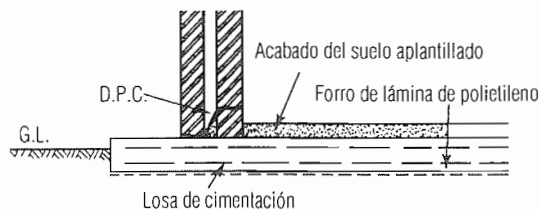


Figura 4.29. Losa plana de cimentación formando la planta baja de un edificio.

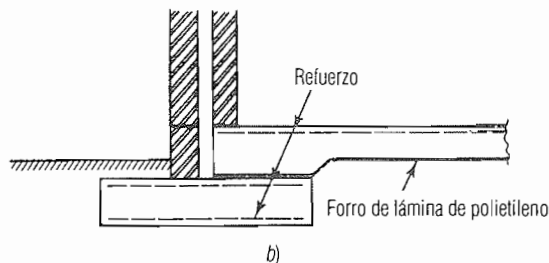
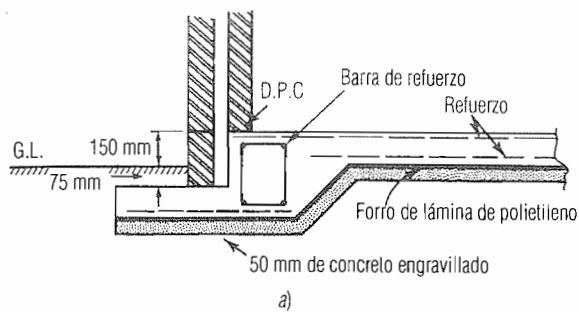


Figura 4.30. Losas de cimentación rígidas en los bordes. a) Con una punta integral de proyección. b) Con una viga separada en una cimentación de zapata ancha.

La losa y contratrabe (figura 4.32) se usa como una cimentación para edificios pesados donde la rigidez es el principal requisito para evitar la distorsión excesiva de la superestructura como resultado de variaciones en la distribución de carga sobre la losa o en la compresibilidad del suelo que carga. Estas losas rígidas se pueden diseñar también como tipos de "viga inferior" (figura 4.32a) o de "viga superior" (figura 4.32b). La losa "viga inferior" tiene la ventaja de proveer una losa al nivel de la superficie que puede formar el piso de la estructura. Sin embargo, es necesario construir las vigas en una zanja que puede causar dificultades en suelo blando o suelto, cuando el suelo requiere de un soporte continuo por

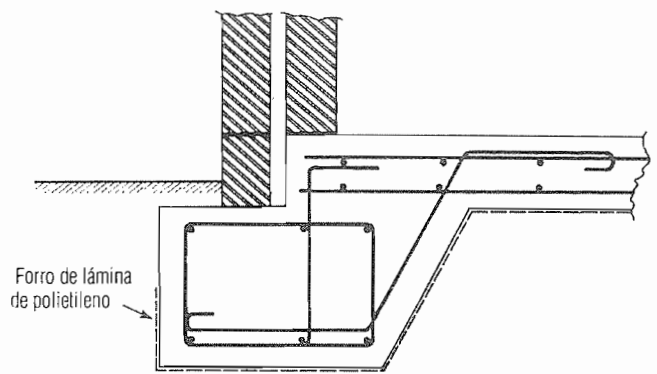


Figura 4.31. Losa de extremos duros para los suelos altamente compresibles sobre rellenos sueltos.

estratos y apuntalamiento. La construcción puede ser también difícil cuando las zanjas se excavan en suelos de soporte de agua que requieren espacio adicional en la excavación para el drenaje del subsuelo y los sumideros. La viga inferior de la losa es apropiada para arcillas de firmes a rígidas que pueden sostenerse por periodos limitados aun sin ningún apoyo lateral o con un maderaje espaciado ampliamente.

El diseño de la viga vertical asegura que las vigas se construyan en condiciones limpias y secas sobre la base de la losa. Donde la excavación para la losa de base se tiene que llevar a cabo en un suelo de soporte de agua es más fácil manejar el agua en una excavación grande abierta, que en los confinamientos de zanjas estrechas. Sin embargo, la viga diseñada vertical requiere la previsión de una losa alta para formar el piso de la estructura. Esto envuelve a la construcción y el removimiento del cimbrado para la losa de arriba, o la alternativa de rellenar los espacios entre las vigas con un material granular para proporcionar una superficie en la que la losa pueda ser moldeada. Las losas de concreto preco-

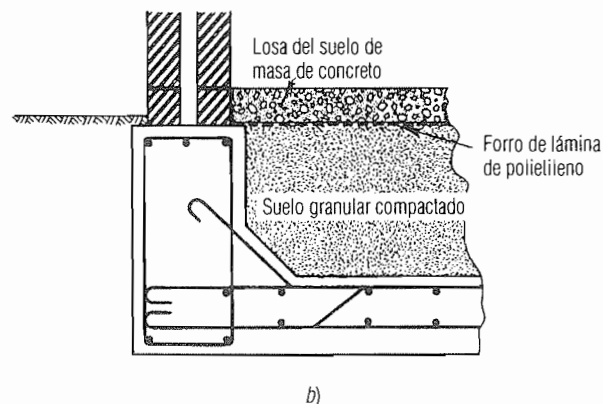
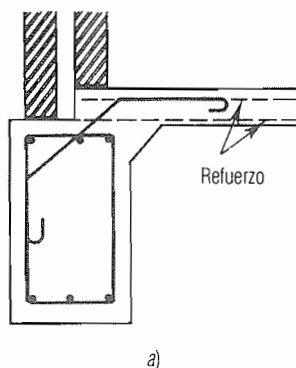


Figura 4.32. Cimentación de losa y de viga. a) Viga hacia abajo. b) Viga hacia arriba.

lado se pueden usar para el piso del tope pero esto requiere la adición de una plantilla de concreto *in situ* para recibir el acabado del piso.

Las losas flotantes y del subsuelo se describirán en el capítulo 5.

4.5.2. Diseño estructural

El diseño estructural de losas es un problema aún de mayor complejidad que el de las cimentaciones de vigas continuas. Es un error, en principio, asumir que una losa actúa como una losa invertida de entrepiso en soportes sin flexibilidad de un edificio en soportes diseñados sobre el límite de fluencia, y para diseñar la losa en la suposición de que su área total se carga a la presión de carga máxima de seguridad en el suelo puede acarrear diseños peligrosos. Se debe permitir tolerancia para deflexiones bajo las combinaciones más desfavorables de carga viva y muerta y de variaciones en la compresibilidad del suelo. Se requiere una guía dada por el ingeniero de mecánica de suelos en la estimación de asentamientos diferenciales y totales para las cargas viva y muerta, consideradas por separado.

El uso de métodos de elemento finito para investigar la interacción entre una cimentación de losa y el suelo subyacente se describe en la sección 2.8.3.

Es deseable alguna flexibilidad para reducir los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes al mínimo, aunque el grado de flexibilidad se debe relacionar con la distorsión permisible de la superestructura como se discute en la sección 2.6.2.

4.5.3. Losa para soportar grandes asentamientos en suelos compuestos por relleno

Una losa de un tipo similar al de la figura 4.33 se usó para soportar bloques de departamentos de tres pisos de construcciones de muro de apoyo de carga en relleno en Bilston, Staffordshire. La profundidad y consistencia del relleno era tal que las cimentaciones sobre pilotes estaban fuera de lugar en el costo de los terrenos. Sin embargo, ya que el relleno variaba en su composición de una arcilla suave a la masa compacta de pedregones y rocas, la losa tenía que diseñarse para ser lo suficientemente rígida para resistir una tendencia hacia asen-

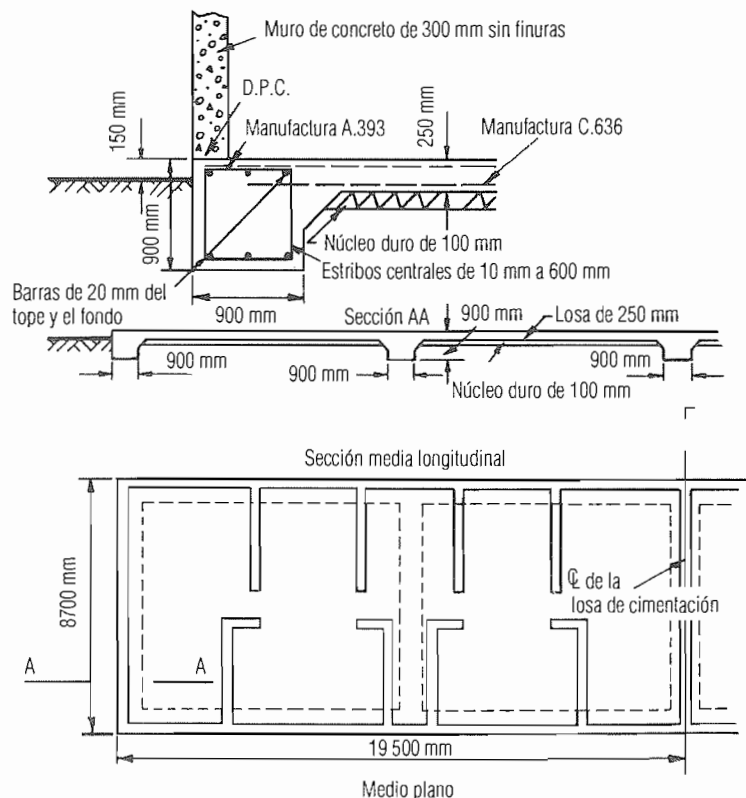


Figura 4.33. Cimentación de losa para casas de tres pisos sobre suelo relleno.

tamientos diferenciales considerables aun cuando la carga en la base de los muros era sólo de cerca de 30-45 kN/m. La rigidez se logró mediante vigas, debajo de muros longitudinales y cruzados, y el reforzamiento fabricado en la parte superior y el fondo de la losa de 254 mm de espesor. Las vigas se situaron en el fondo de la losa para permitir que la última formará el piso del suelo de los departamentos. La carga muerta total de la superestructura fue equivalente a una carga distribuida uniformemente sobre la losa de 60 kN/m², y la carga total muerta y viva diseñada de 64 kN/m². En uno de los bloques la losa resistió un asentamiento total de 100 mm y uno diferencial de 65 mm sin hacer peligrar las cimentaciones o a la superestructura.

4.6. EJEMPLOS EN EL CAPÍTULO 4

Ejemplo 4.1

Una columna aislada soporta una carga de 600 kN. Está cimentada a una profundidad de 0.9 m en un estrato de arcilla compacta de un espesor de 2 m teniendo una fuerza cortante de 130 kN/m² superpuesta a una capa profunda de arcilla firme con una fuerza cortante de 70 kN/m². Determine la medida de la cimentación de la columna.

El factor N_c aproximado de la capacidad de carga para la base de la columna cuadrada es 7.5.

Por lo tanto, para un factor de seguridad de 3, el valor esperado de carga de la ecuación 2.25 es dado por

$$q_{nf} = \frac{7.5 \times 130}{3} = 325 \text{ kN/m}^2$$

Medida requerida de una base de columna cuadrada = $\sqrt{600/325} = 1.36$, es decir 1.40 m.

Comprobando el valor asumido de N_c ,

$$\frac{D}{B} = \frac{0.9}{1.4} = 0.64$$

de la figura 2.18, $N_c = 7.3$ es bastante cerca del valor escogido.

Para una base de un espesor de 1.0 m, la carga total en el suelo = $600 + 25 \times 9.81 \times 1.4^2 \times 1 = 648 \text{ kN}$

Presión neta de la cimentación = $q_n = 648/1.4^2 = 1.9 \times 9.81 \times 0.9 = 314 \text{ kN/m}^2$

De la ecuación 4.1

$$\text{presión de carga en arcilla firme} = 314 \left(\frac{1.4}{1.4 + 1.1} \right)^2 = 98 \text{ kN/m}^2$$

Para $D/B = 2/2.5 = 0.8$, la figura 2.18 da $N_c = 7.4$. Por lo tanto la capacidad de carga final neta de arcilla firme = $7.4 \times 70 = 518 \text{ kN/m}^2$

Factor de seguridad = $518/98 = 5.3$, que es satisfactorio.

Ejemplo 4.2

En el ejemplo ya mencionado, las columnas están espaciadas a 2.0 m centradas en una sola fila. Determine la medida requerida de la cimentación para estas condiciones.

Esta distribución de presión en la figura 4.34 muestra que hay un cubrimiento parcial de presiones de carga en la superficie del estrato sólido.

De la ecuación 4.1 para una sola base de columna, y 1:2 de distribución de carga se tiene que la presión neta en la superficie del estrato enterrado de arcilla firme es dado por

$$q' = 314 \left(\frac{1.4}{1.4 + 1.1} \right)^2 = 98 \text{ kN/m}^2$$

Donde las presiones de las columnas colindantes superpuestas, la presión total en la superficie de la capa de arcilla firme = 196 kN/m². Para el propósito de calcular el valor de carga esperado de la arcilla firme, se debe considerar una cimentación basada en zapatas corridas de 2.5 m de ancho en la superficie de la arcilla a una profundidad de 2.0 m debajo del nivel del terreno.

Para $D/B = 2.0/2.5 = 0.8$, el valor de N_c de la figura 2.18 es 6.2. Por lo tanto, para un factor de seguridad de 3, el valor de carga esperado del estrato de arcilla firme es

$$q_{nf} = \frac{6.2 \times 70}{3} = 145 \text{ kN/m}^2$$

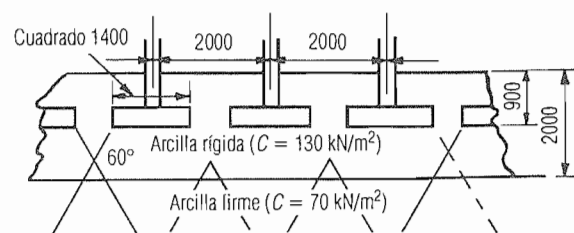


Figura 4.34

De este modo donde la presión distribuida por la cimentación de zapata aislada se superpone en la superficie de la capa de arcilla firme, la capacidad de carga máxima segura es excedida. El mejor expediente por lo tanto será combinar las bases de las columnas con una cimentación con base en zapata corrida.

La carga en una cimentación con base en zapata corrida = $615/2.0 = 308 \text{ kN/m}$ de paso

El factor de la capacidad de carga para la cimentación de zapata corrida a una profundidad de 0.9 m será cerca de 6.

La capacidad neta de carga segura de arcilla rígida es dada por $6/3 \times 130 = \underline{260 \text{ kN/m}^2}$,

El ancho requerido de la cimentación = $308/260 = \underline{1.2 \text{ m}}$

Para $D/B = 0.9/1.2 = 0.75$, el valor de N_c de la figura 2.18 es 6.2. Al usar el factor alto, el valor de carga esperado es dado por

$$q_{nf} = 6.2/3 \times 130 = 269 \text{ kN/m}^2$$

y así

El ancho requerido de la cimentación = $308/269 = \underline{1.15 \text{ m}}$

De la ecuación 4.2, la presión en la superficie del estrato de arcilla firme es

$$q_1 = \frac{308}{1.15} \left(\frac{1.15}{1.15 + 1.10} \right) = 137 \text{ kN/m}^2$$

Por lo anterior se sabe que la presión de carga de 145 kN/m^2 en una zapata corrida ancha equivalente de 2.5 m tiene un factor de seguridad de 3. Una presión de carga de 137 kN/m^2 en una zapata corrida estrecha tendrá un factor de seguridad más alto.

De este modo, una cimentación ancha de 1.15 m no dará un asentamiento excesivo, pero será necesario reforzar la zapata corrida para minimizar un asentamiento diferencial, y si hay un asentamiento de 75 mm y uno diferencial de 25 mm es probable que sea perjudicial para la estructura, sería aconsejable hacer un análisis del asentamiento para obtener una estimación del asentamiento más cercana antes de revisar el ancho de la cimentación.

Ejemplo 4.3

Un total de 64 columnas, como en el ejemplo 4.2, están espaciadas en una rejilla a 2 m centrada en ambas direcciones. Investigue los requisitos para el diseño de la cimentación.

Se sabe por el ejemplo 4.2, que las cimentaciones basadas en zapatas aisladas no se pueden usar; si usamos hileras de cimentaciones con base en zapatas corridas, corriendo en una dirección, sólo la distribución de presión en la superficie del estrato de arcilla firme es similar a la que se muestra en la figura 4.34. De este modo el estrato de arcilla firme actúa como una losa larga, y se debe considerar la distribución de la fuerza bajo esta losa en relación con la fuerza cortante de la arcilla firme.

El promedio aproximado de carga en la superficie de una arcilla firme es dado por

$$\frac{600}{2^2} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Si se considera que el estrato de arcilla rígida actúa como una cimentación de la superficie, de la figura 2.18, la capacidad de carga final de arcilla firme es dada por

$$= 6.1 \times 70 = 427 \text{ kN/m}^2$$

Esto da un factor de seguridad de 2.8 y ya que la capa de arcilla firme se extiende a alguna profundidad, es evidente que ahí habrá un asentamiento apreciable. Será, por lo tanto, aconsejable hacer un análisis del asentamiento, y si los asentamientos total y diferencial son excesivos, se requiere proveer cimentaciones sobre pilotes a las columnas, llevados hacia abajo hasta un estrato sólido debajo de la arcilla firme.

Ejemplo 4.4

Un tanque de almacenaje de aceite de un diámetro de 36 m por una altura de 6.5 m se construirá en una capa de 4 m de espesor de arcilla suave superpuesta a un estrato profundo de arena de densidad media a densa. Calcular el factor de seguridad en la capacidad de carga final del estrato de arcilla suave. De la información de la fuerza cortante, un valor mínimo de 30 kN/m^2 se debe tomar para calcular la capacidad de carga final de la capa de arcilla. El promedio de la fuerza cortante es de 45 kN/m^2 .

En referencia a la sección 4.1.2,

$$\frac{B}{d} = \frac{36}{4} = 9.0$$

Si B/d es mayor que 6, se debe usar la ecuación 4.5 para determinar la capacidad de carga final de la capa de arcilla.

De esta ecuación se tiene:

Capacidad de carga final neta,

$$q_{nf} = \left(\frac{36}{3 \times 4} + \pi + 1 \right) \times 30 = 214 \text{ kN/m}^2$$

La carga neta de la cimentación estará al máximo cuando el tanque se llene con agua para la prueba.

$$\text{Presión debida al agua} = 6.5 \times 1 \times 9.807 = 64 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión debida a la estructura del tanque} = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Presión total} = 65 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{214}{65} = 3.3$$

Por lo tanto el factor de seguridad es adecuado contra la falla de la cimentación del tanque. Se debe también investigar la posibilidad del sobreesfuerzo de la arcilla.

La fuerza cortante máxima inducida en el estrato de arcilla es dada por

$$\frac{q_{nf}}{2} = \frac{65}{2} = 32.5 \text{ kN/m}^2$$

Esto es ligeramente mayor que la fuerza cortante mínima de la arcilla. Sin embargo, dado que el promedio de la fuerza

cortante es apreciablemente mayor a 45 kN/m^2 , la zona de sobreesfuerzo será relativamente pequeña, y si el tanque se llena lentamente, permitiendo la disipación del agua de poro inducido, la falla no debe ocurrir como resultado de la arcilla sobreesforzada fluyendo hacia afuera bajo de la cimentación. No obstante, se esperará un asentamiento apreciable y una inclinación de 100 mm o más.

Ejemplo 4.5

Una estructura se soporta en columnas de concreto reforzado ampliamente espaciadas de 610 mm^2 , que soporta cargas de diseño muertas e impuestas de 1100 y 700 kN, respectivamente, totalizando 1800 kN. Las pruebas de penetración de perforaciones y de cono estático (figura 4.35a-d) muestra que el suelo es una arena bastante suelta que se convierte en arena semidensa. Determine la profundidad y las dimensiones de cimentaciones con zapatas aisladas cuadradas y diseñe el reforzamiento.

Debido a la variación en la densidad de los depósitos de arena, será necesario diseñar las cimentaciones para las condiciones más desfavorables. La presión de carga permisible calculada se puede usar después para comparar los asentamientos en las condiciones más sueltas y más densas y por lo tanto para obtener los asentamientos diferenciales máximos entre cualquier par de columnas. Al tomar la prueba de penetración de

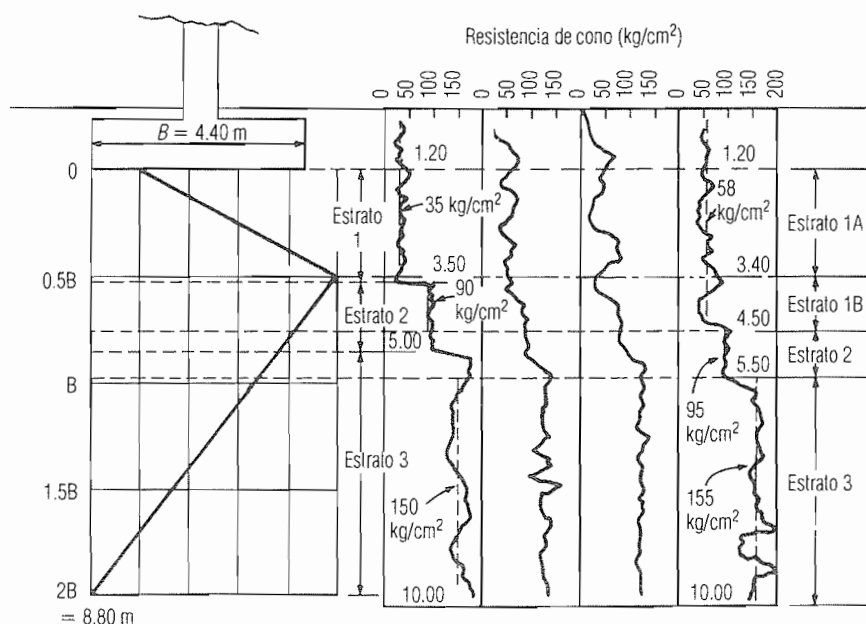


Figura 4.35. Pruebas estáticas de penetración de cono.

cono para las condiciones más sueltas (figura 4.35b, a), esto se puede simplificar para dar un promedio de resistencia de cono de 35, 90 y 150 kg/cm² en tres capas.

Una primera guía para la presión de carga permisible se da por la ecuación aproximada 2.28, de Meyerhof, llamada

$$\text{presión de carga permisible} = 2.7 \times 35 = 94.5 \text{ kN/m}^2$$

Una presión de carga permisible de 94.5 kN/m² requiere de una cimentación cuadrada aproximada de 4.40 m por una carga de la columna de 1800 kN.

Una cimentación con profundidad de 1.20 m bajo el nivel del suelo será considerada para el propósito de estimación de asentamientos. Esto es más profundo que lo que se requiere solamente de las consideraciones del suelo. Sin embargo, una zapata aislada de espesor sustancial se puede requerir y es necesario conservar la zapata aislada en su totalidad debajo del suelo de la estructura. Por lo tanto, no se alterarán mucho los asentamientos estimados si la profundidad final de la cimentación es 0.5 m sobre o bajo la profundidad elegida de 1.20 m.

Los asentamientos para las condiciones más sueltas serán calculados por el método de Schmertmann, para el cual, la corrección de la profundidad y los factores de deslizamiento por las ecuaciones 2.37 y 2.38 son

$$C_1 = \frac{0.5 (1.9 \times 1.2 \times 9.807)}{94.5} = 0.88$$

y

$$C_2 = 1 + 0.2 \log_{10} \left(\frac{25}{0.1} \right) = 1.48 \text{ para 25 años}$$

Para la capa 1, de la figura 4.35,

$$I_z \text{ al centro de la capa} = 0.30, E_d = 2.5 \times 35 = 87.5 \text{ kg/cm}^2 = 8.6 \text{ MN/m}^2$$

Por lo tanto

$$\rho = 0.88 \times 1.48 \times 94.5 \times \frac{0.30}{8.6 \times 1000} \times 2.3 \times 1000 = 9.9 \text{ mm}$$

Similarmenete, en la capa 2

$$I_z = 0.43, E_d = 2.5 \times 90 = 225 \text{ kg/cm}^2 = 22.1 \text{ MN/m}^2, \text{ así } \rho = 3.6 \text{ mm}$$

Y en la capa 3,

$$I_z = 0.19, E_d = 2.5 \times 150 = 375 \text{ kg/cm}^2 = 36.8 \text{ MN/m}^2, \text{ y así } \rho = 3.2 \text{ mm}$$

$$\text{Asentamiento total para capas muy sueltas} = 9.9 + 3.6 + 3.2 = \underline{\underline{16.7 \text{ mm}}}$$

Para calcular el asentamiento para las condiciones más densas, la capa 1 se divide en dos como se muestra.

En la capa 1A,

$$I_z = 0.30, E_d = 2.5 \times 58 = 145 \text{ kg/cm}^2 = 14.2 \text{ MN/m}^2, \text{ y así } \rho = 5.7 \text{ mm}$$

En la capa 1B,

$$I_z = 0.45, E_d = 2.5 \times 58 = 145 \text{ kg/cm}^2 = 14.2 \text{ MN/m}^2, \text{ y así } \rho = 4.3 \text{ mm}$$

En la capa 2,

$$I_z = 0.37, E_d = 2.5 \times 95 = 237.5 \text{ kg/cm}^2 = 23.3 \text{ MN/m}^2, \text{ y así } \rho = 2.0 \text{ mm}$$

En la capa 3,

$$I_z = 0.17, E_d = 2.5 \times 155 = 387.5 \text{ kg/cm}^2 = 38.0 \text{ MN/m}^2, \text{ y así } \rho = 2.5 \text{ mm}$$

$$\text{Por lo tanto el asentamiento para las capas más densas} = 5.7 + 4.3 + 2.0 + 2.5 = \underline{\underline{14.5 \text{ mm}}}$$

El asentamiento diferencial entre las columnas cimentadas en suelos muy sueltos y muy densos de 2 mm es prescindible.

Diseño estructural de cimentaciones con base en zapatas aisladas. En vista de las grandes dimensiones de la zapata se ahorrará en cantidades de excavación y concreto si se diseñan en concreto reforzado.

Al tomar factores de seguridad parciales de C1. 2.3.3.1 de CP 110,

$$\text{Carga final total} = 1.4 \times 1100 + 1.6 \times 700 = 2660 \text{ kN},$$

$$\text{Fuerza característica de concreto} = 25 \text{ N/mm}^2$$

Fuerza característica de refuerzo (para acero dúctil laminado en caliente) = 250 N/mm²

Se toma un espesor total de la base de 750 mm, se cubre 75 mm al acero y se consideran barras de 25 mm en dos capas a ángulos rectos.

Profundidad efectiva mínima
 $= 750 - (75 + 25 + \frac{25}{2}) = 637 \text{ mm}$

De la ecuación 4.9 y la figura 4.16, el esfuerzo cortante de penetración es dado por

$$\frac{2660}{4.4^2} \frac{[4.4 \times 4.4 - (\pi \times 1.125^2 + 4 \times 1.125 + 0.610 \times 0.610^2)]}{(4 \times 0.610 + 2\pi \times 1.125) \times 0.637} = 278 \text{ kN/m}^2 = 0.28 \text{ N/mm}^2$$

que es menor que el valor final en la tabla 5 del CP 110.

De la figura 4.36, el momento flexionante final por metro de ancho en la cara de la columna es dado por

$$\frac{2660}{4.4^2} \times 10^3 \times \frac{1.895^2}{2} \times 10^3 = 246.7 \times 10^6 \text{ N mm/m de ancho.}$$

De CI. 3.3.5.3 de CP 110 (sólo reforzamiento por tensión), el momento de resistencia final, M_u , es

$$M_u = 0.15 \times 25 \times 1000 \times 637^2 = 1522 \times 10^6 \text{ N mm/m de ancho.}$$

Esto es considerablemente mayor que el diseño del momento flexionante final, pero será deseable usar un espesor de losa grueso para proporcionar la rigidez para la compresibilidad variable del suelo y evitar la congestión del refuerzo en el acero de doble capa.

Trate barras de 25 mm a 250 mm de centros ($A_s = 1963 \text{ mm}^2/\text{m de ancho}$).

De CI 3.3.5.3 de CP 110,

$$\text{Brazo de palanca, } z = \left(1 - \frac{1.1 \times 250 \times 1963}{25 \times 1000 \times 637}\right) d = 0.97 d$$

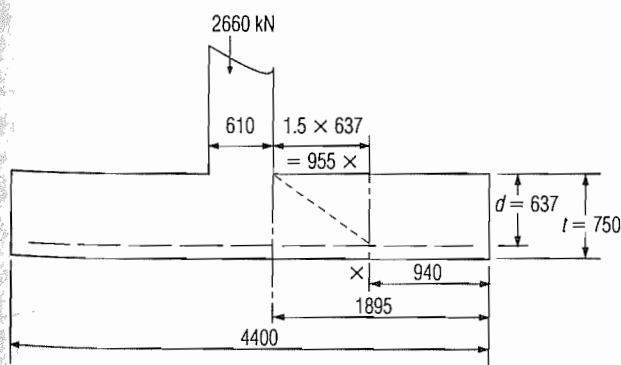


Figura 4.36

Tome un máximo de $0.95 d = 0.95 \times 637 = 605 \text{ mm}$

Momento de resistencia final $= 0.87 \times 250 \times 1963 \times 605 = 258 \times 10^6 \text{ N mm/m,}$

que es mayor que el momento flexionante final diseñado. El refuerzo mínimo requerido por CI. 3.11.4.1 de CP 110 es dado por

$$\frac{0.25}{100} \times 1000 \times 637 = 1592 \text{ mm}^2/\text{m}$$

(1963 mm²/m previsto).

El esfuerzo cortante en la sección crítica XX en la figura 4.36 es

$$\frac{137.4 \times 1000 \times 0.940 \times 1}{1000 \times 637} = 0.20 \text{ N/mm}^2/\text{m de ancho,}$$

que es menor que el valor último en la tabla 5 de CP 110.

El esfuerzo de unión local de CI. 3.11.6.1 de CP 110 es dada por

$$\frac{137.4 \times 1000 \times 1.895 \times 1}{4 \times \pi \times 25 \times 637} = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

que es menor que el valor último en la tabla 21 de CP 110.

De CI. 3.10.5 de CP 110, el estado límite para deflexión se puede ignorar. Los requisitos para el control de grietas son satisfechos en CI. 3.11.8.2. El diseño completo de la cimentación de zapata aislada se muestra en la figura 4.18.

Ejemplo 4.6

Un muro de cimentación de un edificio de armado rígido es de un ancho de 400 mm. El muro soporta una carga combinada impuesta y muerta de 320 kN/m corrida y un momento flexionante reversible de 200 kN/m corrido a su base. Las pruebas de penetración estándar y las perforaciones muestran que debajo de una capa de 0.2 m de tierra franca había arenas medio densas con un valor N corregido de 25 golpes por 3.0 m para los primeros 3 m debajo del nivel del suelo seguido por roca. El nivel de agua subterránea era de 1.1 m bajo el nivel del piso. Diseñe cimentaciones apropiadas.

El momento flexionante producirá una carga excéntrica en la base de la cimentación. Con la finalidad de limitar los

asentamientos a menos de 25 mm, la figura 2.19 da una presión de carga permisible de cerca de 230 kN/m² para una cimentación aproximada de 3 m de ancho en arena seca. Debido al manto freático poco profundo se debe dividir entre dos esta presión de carga, que requerirá de un ancho de 2.8 m para la carga vertical y un ancho adicional para cuidar la carga excéntrica. Al tomar un ancho de prueba de 3.5 m, de la ecuación 4.6a.

Presión máxima de borde,

$$q_{\text{máx}} = \frac{320}{3.5} + \frac{6 \times 200}{3.5^2} = 189 \text{ kN/m}^2$$

De la sección 4.1.3 se puede tomar esta presión de carga que actúa sobre el ancho de cimentación efectiva de $1/3 \times B = 1.17$ m. De la figura 2.19, la presión de carga permisible para una cimentación de este ancho y un valor N de 25 es de cerca de 300 kN/m². Se debe dividir entre dos este valor dando una presión de carga permisible de 150 kN/m². De este modo una cimentación de un ancho de 3.5 m es muy angosta.

Para un ancho de 4.5 m,

$$\text{Presión del borde} = \frac{320}{4.5} + \frac{6 \times 200}{4.5^2} = 130 \text{ kN/m}^2$$

La figura 2.19 da una presión de carga permisible de 280 kN/m² para una cimentación efectiva de un ancho de 1.5 m. Si se toma en cuenta el nivel freático, se obtiene una presión de carga permisible de 140 kN/m². Por lo tanto la cimentación de un ancho de 4.5 m será satisfactoria.

Si se adopta el método alternativo en la sección 4.1.3,

$$\text{Excentricidad de la carga} = \frac{200}{320} = 0.63 \text{ m}$$

De la ecuación 2.6,

$$\begin{aligned} \text{Ancho efectivo de la cimentación, } B' &= 4.5 - 2 \times 0.63 \\ &= 3.24 \text{ m} \end{aligned}$$

De la fig. 2.19, la presión de carga permisible = 250 kN/m², que viene a ser 125 kN/m² tomando en cuenta el nivel freático. Esto es sólo ligeramente excedido por la presión máxima del borde de 130 kN/m².

El diseño estructural de la cimentación basada en zapata corrida seguirá líneas similares a las del ejemplo 4.5.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 4.1 Bishop, A. W., "The strength of soils engineering materials", en *Géotechnique*, **16**, 1966, pp. 89-128.
- 4.2 Poulos, H. G. y E. H. Davis, *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, Wiley, Nueva York, 1974.
- 4.3 Poulos, H. G., "Stresses and displacements in an elastic layer underlain by a rough, rigid base", en *Géotechnique*, **17**, 1967, pp. 378-410.
- 4.4 Peck, R. B., W. E. Hanson y T. H. Thorburn, *Foundations Engineering*, 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1974, p. 314.
- 4.5 Meyerhof, G. G., "The bearing capacity of concrete and rock", en *Magazine of concrete Research*, abril de 1953.
- 4.6 *Estructural Recommendations for Loadbearing Walls*, British Standar Code of Practice CP 111, British Standard Institution, Londres, 1970.

Capítulo

Losas de flotación y sótanos (cimentaciones de cajón)

5.1. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

5.1.1. Cimentaciones flotantes

Como se describió en el capítulo anterior, la función de una losa de cimentación es la de distribuir la carga sobre toda el área posible, y dar una medida de rigidez a la subestructura para reforzarla y que puente sobre áreas locales de suelos debiles o más compresibles. El grado de rigidez que se da a una losa también reduce el asentamiento diferencial. Las losas de flotación y los sótanos (o cimentaciones de cajón) se diseñan con los mismos principios, pero tienen una función adicional e importante en la que se utiliza el principio de flotación para reducir la carga neta en el suelo. De esta manera, el asentamiento total de la cimentación se reduce y esto hace que el asentamiento diferencial también disminuya. La flotación se alcanza proveyendo una subestructura ahuecada de tal profundidad que el peso del suelo removido de la excavación sea igual o sólo un poco menor que el peso combinado de la superestructura y la subestructura. En el ejemplo que se muestra en la figura 5.1, la excavación a una profundidad de 4.5 m para el sótano libra al suelo al nivel de la cimentación de una presión de cerca de 80 kN/m^2 . La subestructura pesa 25 kN/m^2 ; de este modo una carga de 50 kN/m^2 se puede poner en el sótano antes de que cualquier carga adicional que cause asentamiento llegue al suelo al nivel de la cimentación. Una presión de carga de 50 kN/m^2 es aproximadamente equivalente a la carga total de un bloque de oficinas o departamentos de cuatro pisos.¹ De este modo, un edificio de esta altura se puede soportar en

una cimentación de sótano que se encuentre en suelos altamente compresibles y muy suaves, teóricamente sin que ocurra ningún asentamiento. Sin embargo, en la práctica es raramente posible balancear las cargas de manera que ninguna presión adicional pase al suelo. Las fluctuaciones en el manto freático afectan la flotación de la cimentación; también, en la mayoría de los casos, la intensidad y distribución de carga viva no se puede predecir con exactitud. Otro factor que causa un asentamiento de una cimentación flotante es la reconsolidación del suelo que se ha dilatado como resultado de la remoción de presión de sobrecarga (*overburden*) en la excavación para la subestructura. La dilatación, ya sea por movimientos a largo plazo o elásticos, debe ser seguida por reconsolidación cuando la carga se coloca nuevamente en el suelo cuando se construye la superestructura. La magnitud de los movimientos de dilatación y de las dimensiones que se pueden tomar para reducirlos se discuten más adelante en este capítulo.

Para la economía en la profundidad de la construcción de la cimentación es práctica común permitir alguna carga neta adicional que llegue al suelo después de que toda la carga muerta de la estructura y toda la carga viva se hayan obtenido. La intensidad de presión permisible de esta carga adicional se determina por los asentamientos máximos totales y diferenciales que pueda tolerar la estructura.

¹ Una regla de aproximación para calcular el peso de un edificio de departamentos de muchos pisos, es aquella que refuerza la estructura de concreto con muros externos de ladrillo y concreto, muros de concreto ligero y terminados de yeso con peso de 15.5 kN/m^2 por piso. Esta figura incluye el 100 % de la carga muerta y un máximo de 60 % de carga viva.

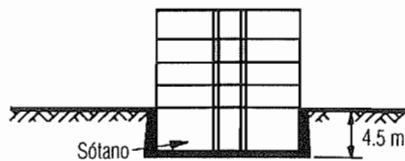


Figura 5.1

5.1.2. Levantamientos en cimentaciones flotantes

Es necesario prevenir la subestructura de inclinaciones y flotaciones antes de que las cargas de la superestructura tengan la suficiente magnitud para evitar el levantamiento. La flotación sólo ocurre en suelos con soporte de agua o en una arcilla o limos muy blandos. Durante la construcción se puede prevenir manteniendo el nivel freático bajo por bombeos continuos o balastaje de la subestructura por inundación u otros medios. En algunas estructuras de edificios es posible dominar el problema de flotación construyendo el sótano *después* de que la superestructura haya alcanzado una altura suficiente para proveer el peso muerto necesario contra el levantamiento. En algunas estructuras bajo tierra debe haber un levantamiento neto debido a la carga ligera de la superestructura y es necesario suministrar algún anclaje positivo para prevenir la flotación. Un ejemplo de esta estación de bombeo del subsuelo se muestra en la figura 5.2. Se debe resistir el levantamiento proporcionando suficiente peso muerto en la estructura que puede resultar en construcción masiva y costosa, o mediante pilotes de anclaje anchos. Si los pilotes de anclaje se fijan completamente en el suelo, como en la figura 5.2a, se deben diseñar como pilotes de fricción. Donde la subestructura se cimenta en roca como en la figura 5.2b, el anclaje puede tomar la forma de varillas de acero enterradas en hoyos barrenados dentro de la roca. Si la roca está presente a una distancia moderada debajo de la base de la subestructura, se puede formar un anclaje manejando pilotes ahuecados de puntas abiertas a la roca y después poniendo lechada en el anclaje de acero en agujeros barrenados al fondo de los pilotes vacíos como se muestra en la figura 7.27. El amarre se puede hacer, alternativamente por grupos de alambres de acero tensados por fuerzas de postes. La información sobre el diseño de pilotes o anclajes barrenados para resistir el levantamiento se da en la sección 7.15.

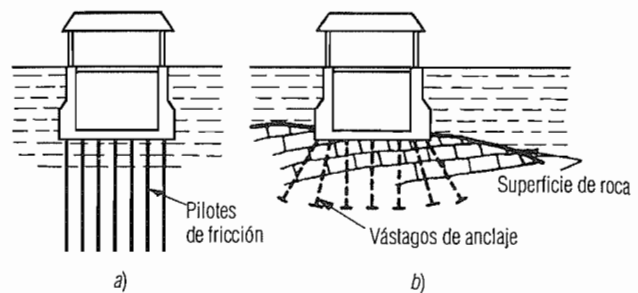


Figura 5.2. Anclaje de estructuras flotantes. a) Anclaje en suelo. b) Anclaje en roca.

5.2. EFECTOS DE ARRASTRE EN CIMENTACIONES PROFUNDAS

Cuando se calcula la presión neta de carga a la base de una losa de flotación o un sótano, la presión de la cimentación *total* q se reduce por la presión total de sobrecarga (*overburden*) p . Cualquier fricción superficial o adhesión entre los muros de la subestructura y del suelo circundante no se debe considerar como una reducción de la presión neta de carga del suelo. En la mayoría de los casos, la tendencia es para los suelos circundantes para producir una fricción superficial negativa limitada o un efecto de arrastre en la subestructura como un resultado del procedimiento de construcción.

Si un sótano se construye en una excavación cimbrada, como en la figura 5.3a, el relleno se pone entre el muro y los lados cimbrados se consolidan con el paso del tiempo; de este modo dan un efecto de arrastre en los muros. En el caso de una losa de flotación celular (figura 5.3b) sumida a través de una arcilla blanda o un limo por excavación a mano de pozos abiertos, el movimiento hacia abajo de la estructura causará una alteración extensiva del suelo, posiblemente aumentada por la caída del suelo circundante con el consecuente levantamiento del suelo bajo las celdas. La reconsolidación de este suelo alterado causará efecto de arrastre en los muros. Por lo tanto, en la mayoría de los casos la tendencia será para el suelo, en contacto con los muros de la subestructura, de aumentar la carga en la losa de base más que disminuir la carga. En la práctica, el procedimiento normal de diseño es el de ignorar cualquier soporte o arrastre hacia abajo en el cálculo de presiones de carga netas al nivel de la cimentación. Sin embargo, para minimizar los efectos de arrastre hacia abajo, el relleno alrededor de los muros debe colocarse cuidadosamente y bien compactado. Donde un relleno de profundidad considerable se coloca sobre un suelo compresible (figura 5.3c) los efectos de arrastre hacia abajo

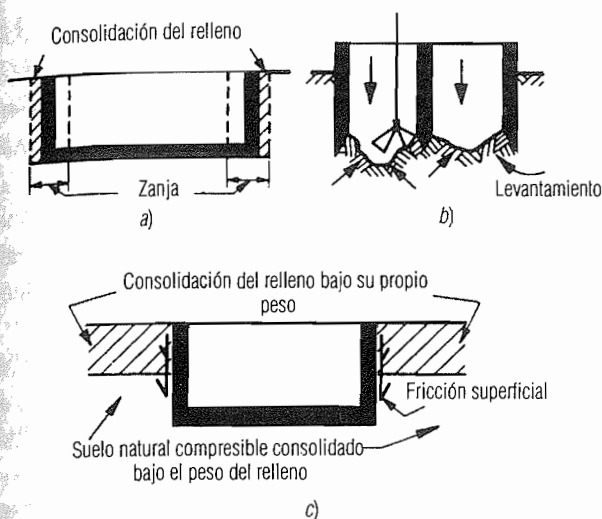


Figura 5.3. Efectos de arrastre hacia abajo en las estructuras de sótano. a) Muros de sótano construidos en zanjas enmaderadas. b) Losa celular hundida por arrastre. c) Sótano en suelo relleno.

se deben marcar y permitir dentro del diseño. Las fuerzas de arrastre hacia abajo se deben calcular como se describe en la sección 6.2.

Cuando se considera la resistencia contra el levantamiento, la fricción superficial o adhesión en el suelo circundante se pueden tomar en cuenta. Se deben usar valores conservadores.

5.3. LOSAS DE CIMENTACIONES POR FLOTACIÓN

5.3.1. Diseño

Los términos “sótanos” y “losa de flotación” se usaron en páginas anteriores, por lo que es importante explicar las diferencias entre ellas. Si bien un sótano es, en efecto, una forma de losa de flotación, no se diseña necesariamente para este propósito. La función principal de un sótano es la de suministrar un espacio adicional en el edificio para el propietario, y el hecho de que reduce la presión de carga neta por el peso del suelo desplazado, puede ser completamente incidental. En algunos casos, los sótanos se pueden requerir para sus funciones de reducir presiones de carga netas y una ventaja de esto es dar espacio adicional en el piso en la subestructura. La losa de flotación verdadera, sin embargo, es una cimentación diseñada solamente con el propósito de proveer soporte a la estructura por la flotación dada por desplazado sin la consideración de utilizar el espacio para cualquier otro propósito. Para este fin, la losa se diseña para ser lo más ligera y rígida

posible. La ligereza combinada con la rigidez se logra mejor con una construcción tipo celular o de “tapa de huevo”. Esta forma estructural limita la utilidad del espacio dentro de la estructura para acomodar cualquier trabajo de tubería o ductos de servicio que pasan a través de agujeros en los muros de las celdas.

Pueden surgir algunos problemas en mantener flotación en condiciones de suelo que requieran que las celdas sean impermeables. Los tanques de asfalto u otra membrana de protección (sección 5.9) no son factibles donde las losas se construyen en forma de cajón y cualquier agua que encuentra su camino a través de las grietas en muros exteriores o la base se debe bombear. Se debe proveer de aberturas en los muros interiores de celdas para permitir que el agua escurra a un sumidero, donde se instale una bomba automática.

Donde se usa gas para calentadores domésticos o procesos industriales en edificios soportados por losa de flotación, las celdas se deben sellar para evitar acumulaciones peligrosas de gas dentro de la subestructura.

La losa de flotación se puede construir también en forma de cajones (sección 6.4) o edificadas *in situ* en una excavación abierta. El método de cajón hidráulico es apropiado para arcillas blandas donde el suelo dentro de las celdas se puede remover por tirones cuando la losa se hunde por su propio peso. Sin embargo, este método es inapropiado para las condiciones de suelo donde son necesarios muros pesados para dar peso y rigidez para el hundimiento a través de las obstrucciones. Donde los cajones se terminan dentro de la arcilla suave se espera algún asentamiento cuando el suelo alterado por los tirones se reconsolida debajo de la carga de la superestructura.

La construcción en excavaciones abiertas es apropiada para condiciones del lugar donde el nivel freático se puede mantener hacia abajo por bombeo sin riesgo de “ebullición” (véase sección 11.2.1), y donde el levantamiento del suelo en la base de la excavación no es excesivo (véanse secciones 2.6.3 y 9.7).

5.3.2. Losas de flotación construidas como cajones

Las estructuras celulares que soportan la fuente de poder y otras instalaciones de planta en la Refinería Grangemouth se construyeron con la forma de cajones.⁵¹ En este lugar, las arcillas y limos aluviales recientes del estuario del River Forth se extendieron a profundidades que variaban entre 25 y 75 m máxima y esta-

ban superpuestas a una morena glacial rígida. Debido a la profundidad de la morena, se seleccionaron losas celulares como una alternativa económica a los pilotes largos. Debajo de 1-2 m de la corteza de la superficie de arcilla rígida, la resistencia a la fuerza cortante de los depósitos aluviales era sólo de 10-15 kN/m² para una profundidad considerable.^{5,2} De este modo la capacidad de carga final del suelo para losas de superficie era un poco menor de 50 kN/m², y las grandes áreas de carga con presiones de caras totales menores a 25 kN/m², hubieran sido propensas a un asentamiento excesivo.

Hasta donde es posible, las losas celulares se diseñaron para que el peso del suelo desplazado se compense con la carga combinada de las losas y sus superestructuras. Las cargas de la superestructura se colocaron con cuidado para asegurar prácticamente la presión de carga uniforme sobre el área de la cimentación. Si esto no se hace habrá riesgo de inclinación. En la práctica, se encontró que 3 ton de suelo desplazado proporcionó suficiente flotación para soportar 2 ton de la superestructura. Las cargas de los edificios y la planta requieren de una excavación a una profundidad de 6 m, que si se emprende en un corte abierto con lados inclinados o soportes tablestacados, probablemente tenderá a tener dificultades con deslizamientos o levantamientos de base. Por consecuencia, las losas se diseñaron para montarse en excavacio-

nes poco profundas, y después hundirse a la profundidad requerida por tirones de las celdas abiertas. Al alcanzar el nivel de cimentación requerido, las celdas se taparon con concreto y la superestructura se edificó sobre ellas. Con este método, la profundidad de una excavación abierta se mantuvo al mínimo y, ya que todas las celdas no fueron tiradas hacia afuera simultáneamente, había siempre una sobrecarga del suelo dentro de las celdas para evitar un levantamiento general del fondo de la excavación.

La estructura más larga del lugar era la fuente de poder. Ésta se diseñó para cimentarse en un grupo de cuatro losas celulares (figura 5.4). Cada losa se sumió por separado y después rígidamente interconectada por muros de panel de concreto reforzado *in situ*. Se pusieron un total de 240 celdas en la cimentación combinada de 52 por 52 m. La masa del suelo desplazada fue de 23 500 ton a una profundidad de 4.72 m, y la masa combinada de las cuatro losas celulares resultó sólo de 8250 ton.

El procedimiento estándar adoptado para el hundimiento de las losas fue, primero, excavar a una profundidad de 2 m a través de la capa de la superficie con un espesor de 0.6 m de relleno de desechos de mina de carbón quemados, justo debajo de la corteza rígida de la superficie de arcilla aluvial. Los pendientes estaban estables con masas de aproximadamente 1



Figura 5.4. Losas celulares de flotación de concreto reforzado formando las cimentaciones para una estación de energía en Grangemouth, Escocia. Dos losas se han hundido en el nivel final, las otras dos están parcialmente hundidas.

a 1, y una capa con un espesor de 150 mm de esquistos de arcilla se dispersó sobre el área de trabajo. Simultáneamente con la excavación, las losas de concreto precolado de un ancho de 3 m por 150 mm de espesor para los muros de las celdas se hicieron cerca. Una losa de 30 celdas requiere 60 losas, y se moldearon horizontalmente en pilas de seis o siete con papel de edificación entre cada dos losas.

Para soportar los muros externos, moldeados en *in situ*, se colocaron zapatas corridas de concreto de 1 m de ancho alrededor de los muros externos. Una zapata aislada cuadrada de 1.5 m se moldeó también en las intersecciones de los muros de las celdas como se muestra en la figura 5.5a.

Cuando las losas precoladas de los muros tenían cinco días se levantaron de sus moldes con una grúa y se pusieron verticalmente en las zapatas. Se pusieron cuatro losas primero para formar una celda en el centro de la losa y se apuntalaron

externa e internamente. Las losas subsiguientes se colocaron en forma simétrica alrededor de las primeras cuatro, con objeto de evitar la inclinación debida a la carga no uniforme de la arcilla suave. Después del montaje de las losas, se soldaron las barras de reforzamiento proyectadas provisionalmente en las intersecciones. Cuando se edificaron todas las losas precoladas, el colado del primer levantamiento de 1.22 m de los muros externos se comenzó simultáneamente con la soldadura de arco eléctrico de las barras a las intersecciones de las celdas. El colado de los levantamientos posteriores de 1.22 m prosiguió, y al mismo tiempo se colocaron las intersecciones entre las losas precoladas. El concreto se colocó uniformemente alrededor de la estructura para mantener la carga lo más simétrica posible. El rango de colado de los muros externos y las intersecciones de las celdas se programó de manera que todas las partes de la estructura estuvieran completas al mismo tiempo.

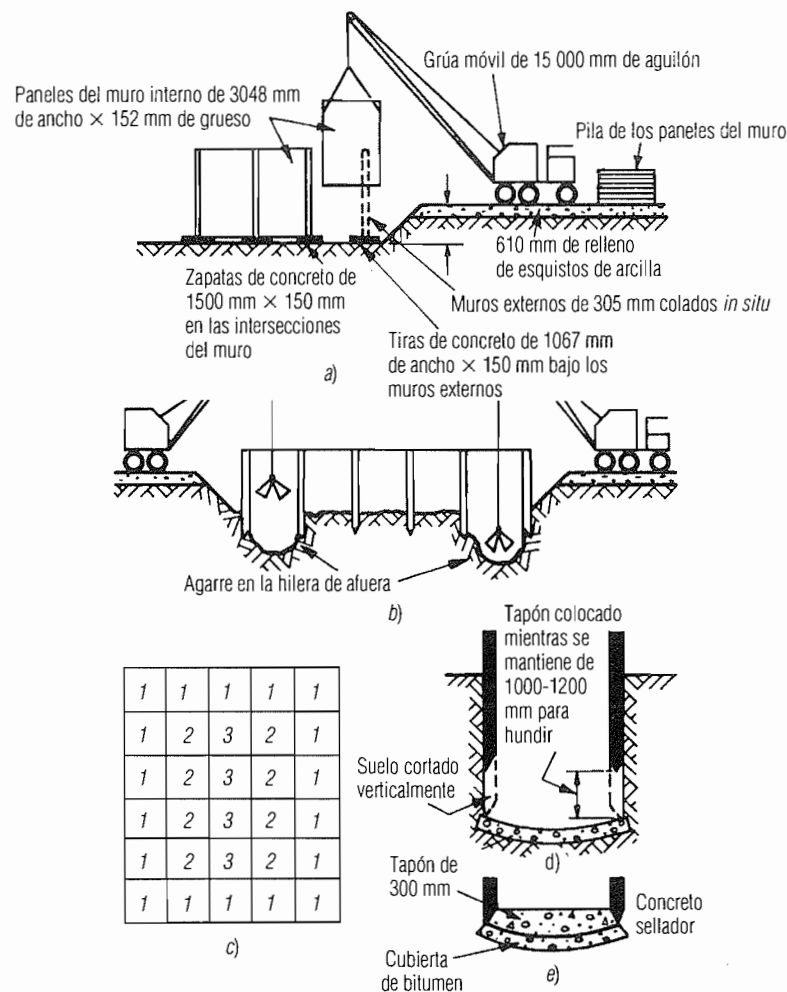


Figura 5.5. Construcción de cimentaciones de losa flotante en la Refinería de Grangemouth. a) Montaje de los paneles del muro precolado. b) Hundimiento de la unidad por arrastre. c) Orden de las células de excavación en una unidad de célula de 6 $\times$ 5. d) Células tapadoras. e) Células de sellado.

Cinco días después se colocó el último levantamiento de concreto, al principio se hizo hundiendo las losas rompiendo las zapatas aisladas de concreto debajo de los muros externos. Una longitud corta de la zapata se dejó en la junta con los muros internos. Las zapatas aisladas debajo de las intersecciones del muro se rompieron a continuación simultáneamente con las proporciones restantes debajo de los muros externos. Las losas comenzaron después a hundirse a través de la capa de esquistos de arcilla, y el movimiento continuó hasta que los muros penetraron lo suficiente para provocar la fricción superficial, y de este modo retardar el hundimiento. El movimiento era continuo por los tirones de las celdas. Dos grúas móviles se usaron: cada una operó en lados opuestos de la losa excavando con 0.38 o 0.48 m³. Los agarres de cucharón Priestman de doble cuerda (figura 5.5b). Los tirones comenzaron en las esquinas, continuando con las celdas exteriores, y después se procedía hacia el centro. Se dejó la hilera central de celdas sin excavar hasta que las losas habían sido sumidas cerca del nivel de cimentación. Se mantuvo una revisión continua en línea y nivel a través de todas las etapas del hundimiento. El orden de los tirones de las celdas se muestra en la figura 5.5c. En cuanto las losas estuvieron dentro del nivel de la cimentación a 1.2 m, dos de las celdas de afuera de los lados opuestos fueron tiradas hacia afuera a sus profundidades totales y los obturadores de masa de concreto se colocaron. El suelo cortado verticalmente permaneció estable durante un día o dos, requeridos por las losas para hundirse a su nivel final (figura 5.5d). Al día siguiente de colar, se colocaron estos primeros dos obturadores; dos celdas más fueron jaladas hacia afuera y coladas; para este tiempo, la losa probablemente tenía otros 0.6 m para hundirse. Las celdas de las esquinas no se seleccionaron, generalmente, entre las primeras cuatro para ser tapadas. Lo común era seleccionar una celda cerca a una de la esquina. Para una losa de 30 celdas (seis celdas por cinco celdas), era necesario tirar hacia afuera y colar ocho celdas antes de que el movimiento de arrastre hacia abajo se pudiera detener. Al mismo tiempo que las ocho celdas se tapan, la losa es colocada a 25-50 mm de su nivel final. Una vez que la losa descansaba en las ocho celdas tapadas, las que permanecían eran jaladas y tapadas, trabajando hacia la fila del centro. Durante el tapado de la fila del centro las celdas de afuera se bombean para sacar cualquier agua que hubiese corrido a través de la masa de concreto o debajo de los bordes cortados. Éstos también se limpiaron exhaustivamente y se dio una pesada capa de bitumen a la masa de concreto. Un acero reforzado después se colocó en dos direcciones y alambrado para unir a las barras pasando a través de hoyos en los muros internos de las celdas. El concreto de sellado reforzado, de 0.6 m

de espesor al centro de cada celda y 0.3 m de espesor en los muros, se colocó después (figura 5.5e). A la de la parte superior de la superficie del concreto se le dio una caída hacia un sumidero de bombeo en una celda seleccionada. Cualquier goteo a través de los muros externos o tapaduras que gravitaban a través del piso pasando a través de hoyos que cortaban a través de los muros internos al sumidero. No se requirió de un enjunque (*kentledge*) para ayudar al hundimiento. El control del nivel se realizó por tirones de un lado o una esquina como se requirió para corregir cualquier tendencia de inclinación. El movimiento hacia abajo se puede hacer más lento o detenerse todo junto, quitando a toda la gente, las plantas mecánicas y de trabajo o transporte de la vecindad de la losa por unas horas. La "compensación" o la restauración de la fuerza cortante de la arcilla alterada fue suficiente para detener el movimiento.

La etapa final de la construcción de la cimentación fue la de moldear la plataforma estructural, consistió de una losa de concreto reforzado de 300 mm moldeado *in situ* en un molde permanente provisto de tabloncillos de concreto prefabricado de 76 mm de espesor. La superficie superior final de esta última se corrugó para unirse a la losa *in situ*, ya que su acción combinada se haya permitido en el diseño. Se tomaron algunas precauciones para prevenir acumulaciones de gases explosivos en las celdas, resultantes del goteo de la planta de la refinería. Las plataformas estructurales se proveyeron con tapas de registro de aire en *plintos* elevados.

Se midieron los asentamientos en cinco de las estructuras cimentadas en las losas celulares. Los resultados de estas medidas se reportaron por Pike y Saurin^{5.1} y mostraron asentamientos que variaban de 13 a 6 mm durante un periodo de 21 meses desde el comienzo de las superestructuras. Aunque las losas de cimentación flotantes en Grangemouth se hayan desempeñado satisfactoriamente, generalmente se prefirió usar cimentaciones profundas de pilotes para la mayoría de las instalaciones de refinería y petroquímicas construidas sucesivamente en la misma área. Esto indica que bajo estas condiciones las cimentaciones sobre pilotes de cerca de 30 m de profundidad fueron más baratas que las losas de flotación para estructuras industriales.

5.3.3. Losas de flotación construidas en excavaciones abiertas

Las losas flotantes se usaron para cimentaciones de seis bloques de departamentos de 15 pisos en los distritos de Parkhead y Bridgeton de Glasgow, donde las condiciones del

suelo eran como las mostradas en la figura 5.6. Los asentamientos en las cimentaciones poco profundas basadas en zapatas aisladas o losas serían excesivos bajo la presión de carga bruta de 135 kN/m². Las cimentaciones sobre pilotes que fueron llevadas hacia abajo del terreno glacial o del lecho de roca de las Medidas de Carbón se consideraron, pero había un riesgo de remoción de soporte de los pilotes si ocurriera el colapso en cualquier momento en los pilares de carbón dejados en los trabajos de la mina. Por lo tanto, una balsa de flotación era el único método práctico de diseño de cimentación que reduciría las presiones de carga transmitidas a la arcilla compresible a un valor al que el asentamiento total no excediera 75 mm, estipulado por el diseñador estructural como máximo.

Una losa celular a una profundidad de 4.3 m debajo del nivel del terreno redujo la presión de carga a un valor neto de 53.5 kN/m². Se estimaron asentamientos de consolidación de 45 y 55 mm para los lugares de Parkhead y Bridgeton, respectivamente, y el asentamiento inmediato cercano a 10 mm en cada caso. Las estructuras celulares se construyeron en excavaciones abiertas con lados en declive hacia atrás (figura 5.7). Como medida de seguridad contra el hundimiento general de la superficie del suelo como consecuencia de un colapso futuro posible de los trabajos de minería, se hicieron cavidades entre la losa y la superestructura en que se instalaron cubiertas para renivelar los edificios.

Los asentamientos fueron reportados por Somerville y Shelton^{5,3} durante un periodo de observación de tres años

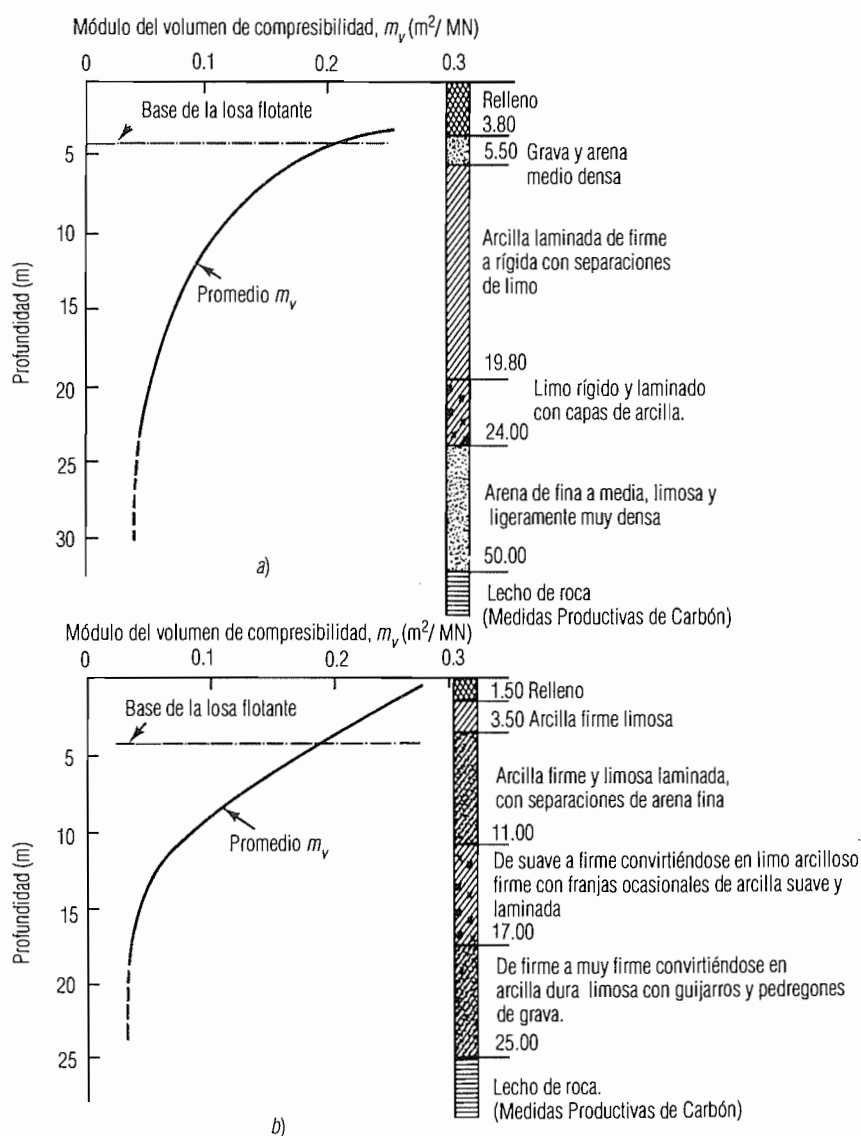


Figura 5.6. Condiciones del suelo bajo las cimentaciones de losa flotante en Glasgow. a) Lugar en Bridgeton. b) Lugar en Parkhead.

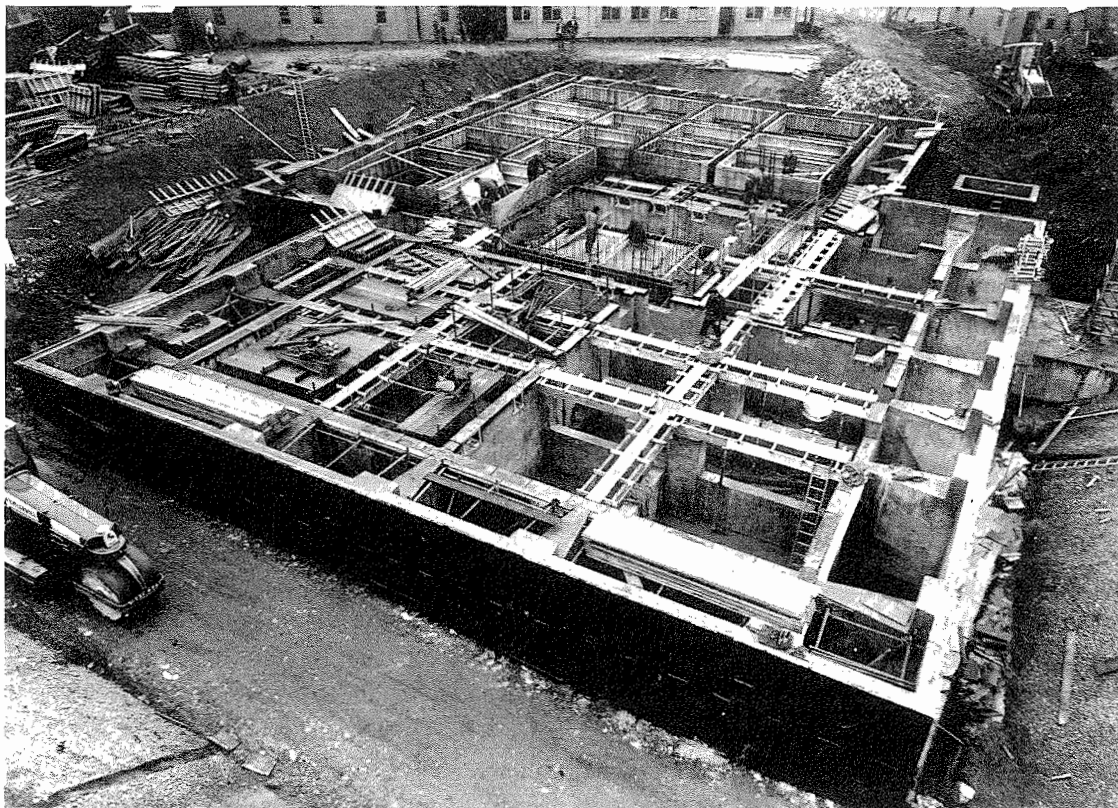


Figura 5.7. Construcción de una losa flotante en Bridgeton, Glasgow, en una excavación abierta.

desde el comienzo de la construcción. Los movimientos observados fueron como sigue:

	<i>Asentamiento total medido en 3 años</i>		<i>Asentamiento total final estimado</i>
	(max)	(min)	
Bloque A Parkhead	35 mm	23 mm	57 mm
Bloque B Parkhead	46 mm	23 mm	55 mm
Bloque C Parkhead	51 mm	34 mm	52 mm
Bloque B Bridgeton	60 mm	30 mm	60 mm
Bloque C Bridgeton	59 mm	40 mm	67 mm

No se observó ningún agrietamiento en la superestructura de los edificios al final del periodo de los 3 años de observación, aunque la distorsión angular de la losa fue cerca a 1 en 350 en un bloque.

5.4. SÓTANOS O CIMENTACIONES DE CAJÓN

La diferencia entre las losas de flotación y los subsuelos se define en la sección 5.3.1. La primera que soporta estructuras por desplazamiento del suelo sin considerar la utilización de los espacios dentro de la subestructura ahuecada, son diseñados con el único objeto de lograr ligereza combinada con rigidez. Por otro lado, los sótanos se deben diseñar para permitir que la subestructura se use con varios propósitos como bodegas de almacenaje o estacionamientos subterráneos. Esto requiere de áreas razonablemente largas del piso, sin paredes muy cercanas o columnas, el piso, por lo general, debe consistir de una losa o de vigas y losas de una construcción absolutamente pesada para dar el grado de rigidez requerido.

El desarrollo de los sótanos para soportar edificios pesados se ha descrito por Skempton^{5.4} quien se refiere a ellos como cimentaciones de caja. Como el ejemplo más antiguo de la aplicación del principio de flotación, él cita las cimentaciones de Albion Mills, construidas en Londres por John Rennie en 1785. Estas bodegas de almacenaje pesado de 5 pisos se cimentaron en una losa en forma de bóvedas de mampostería

invertidas cargadas en los depósitos suaves aluviales en los bancos del río Támesis.

Hay cuatro métodos principales de construcción de sótanos. Estos son como sigue:

- a) en excavaciones con lados inclinados;
- b) en excavaciones soportadas por madera (como tablacintas) o placas apiladoras;
- c) en excavaciones soportadas por un muro de diafragma de concreto reforzado construido previo a la excavación principal;
- d) en excavaciones soportadas por un muro de pilote barrenado construido previo a la excavación principal.

5.4.1. Interdependencia de diseño y construcción

La elección del método depende de la profundidad del subsuelo; las condiciones del suelo (y en particular el nivel freático) y la proximidad u otro modo de edificios, carreteras y servicios que necesitan ser salvaguardados durante y subsecuentemente a la construcción. El diseño de un sótano profundo requiere de una colaboración cercana entre el diseñador y el contratista para que las intenciones de ambas partes sean completamente entendidas. El diseñador debe tener el conocimiento de cómo será construida la estructura del sótano y será bueno incluir un esquema para trabajos temporales con los dibujos de información para que las dificultades de construcción no sean sobrestimados en la etapa del diseño. La forma del contrato puede ser opcional para que el esquema de los trabajos temporales del diseñador sean adoptados o no, pero si el contratista decide adoptar su propio método, estará obligado a someter dibujos detallados para la aprobación y aceptación de su propuesta. Es importante que las responsabilidades del ingeniero y del contratista con respecto al diseño y construcción sean claramente definidas. Más información útil para el diseño y construcción de sótanos profundos se reporta en The Institution of Structural Engineers (Institución de Ingenierías Estructurales).^{5.5}

El diseño de un sótano debe tomar en cuenta los efectos de levantamiento debidos al aligeramiento de la presión de sobrecarga (*overburden*) causado por la excavación (véase sección 2.6.3). Este fue un problema en el diseño en el Centro Shell en el banco sur del río Támesis, en Londres.^{5.6} Este grupo de edificios altos consisten de dos estructuras de 10 pisos separadas por un viaducto de ferrocarril, con un bloque

de una torre de 28 pisos en el área a contracorriente del viaducto. Los espacios entre los edificios se ocuparon con estacionamientos subterráneos en sótanos de 9-16 m de profundidad. El estrato del suelo consiste de relleno artificial seguido por arcilla blanda, arena y grava, un estrato muy delgado de arcilla London, después los lechos de Woolwich y Reading, seguidas por arenas de Thanet y tiza superior (figura 5.8). Era posible cimentar el bloque de la torre en la carga de una losa relativamente superficial en la arena y la grava, pero el asentamiento estimado de cerca de 125 mm para una losa poco profunda se consideró excesivo, en vista del riesgo de inclinación del edificio alto. Esto pudo haber ocurrido como resultado de la carga en un lado del bloque impuesto por el ala adyacente de 10 pisos y el aligeramiento de presión de sobrecarga (*overburden*) en el otro lado dada por la construcción del estacionamiento subterráneo. El movimiento diferencial máximo estimado entre el bloque de la torre y el estacionamiento subterráneo fue cuando mucho de 180 mm. Las estimaciones hechas de dilatación del suelo debajo del estacionamiento subterráneo mostraron un movimiento ascendente de 75 mm en 50 años.¹ En vista de los movimientos largos diferenciales y de los riesgos de inclinación se decidió cimentar el bloque de la torre en un sótano profundo. La reducción en la presión de carga neta redujo grandemente el asentamiento estimado. Los valores de las presiones de carga brutas y netas para los varios sótanos se muestran en la figura 5.9a y b, respectivamente.

Otro factor complicado en el lugar fue la presencia de cuatro tubos de túneles de ferrocarril que corrían debajo del lugar (véase figura 5.8). Sólo había 0.9 m de cubierta entre la excavación del sótano y la corona del túnel más superficial. Se consideró que los túneles construidos en segmentos moldeados de acero remachado eran lo suficientemente flexibles para resistir el levantamiento estimado en los túneles de 40 mm debido a la excavación para los sótanos. Los edificios adyacentes a los túneles se construyeron en pilas profundas colocadas debajo del nivel del túnel con la finalidad de prevenir presiones radiales desiguales que pudieran deformar los anillos del túnel. Las pilas profundas fueron de la forma de pozos cilíndricos con bases acampanadas hacia afuera. Las bases se terminaron a una altura suficiente sobre las camas de Reading y Woolwich de carga de agua para evitar el levanta-

¹ El conocimiento hasta el presente de los efectos de la textura de suelos como la arcilla London fisurada da como resultado estimaciones del rango de asentamiento y levantamiento de la estructura que serían mucho más rápidos que los originalmente estimados para el Shell Centre. Sin embargo, la estimación de los movimientos finales podría ser probablemente más precisa.

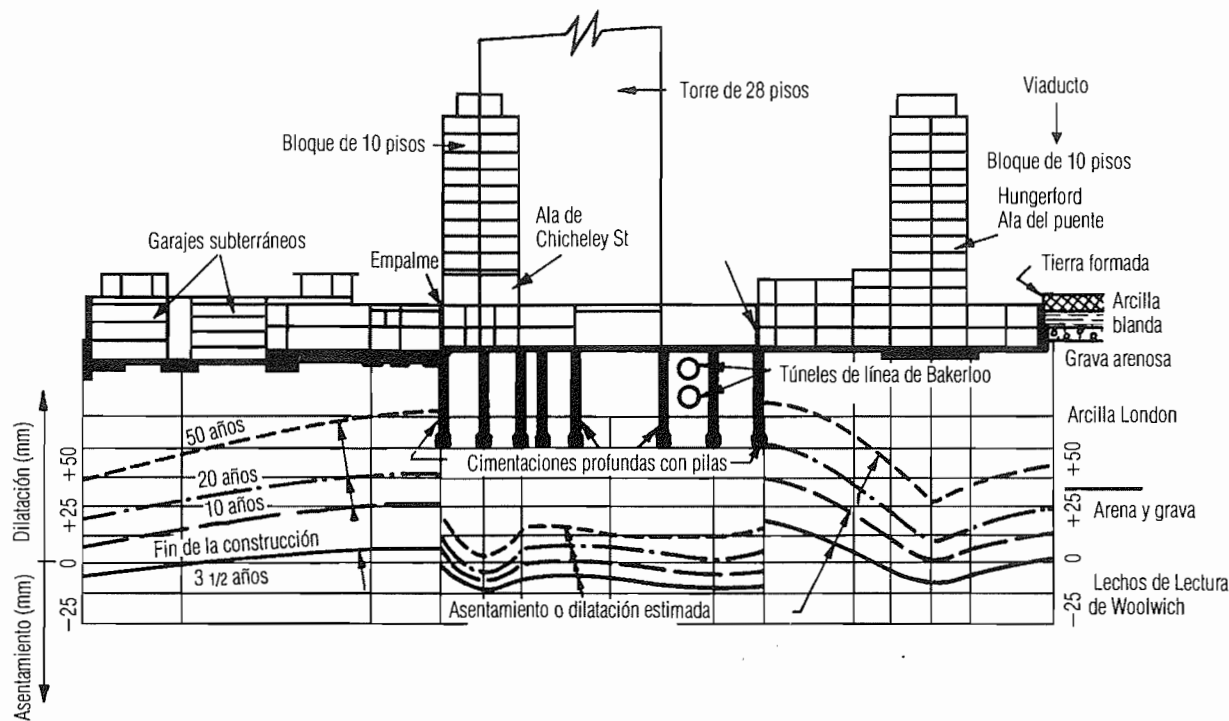


Figura 5.8. Sección cruzada en el Centro Shell, South Bank, Londres (tomado de Measor y Williams⁵⁶).

tamiento de la arcilla London por una presión de agua subterránea en el estrato de carga de agua. Se pusieron juntas verticales entre estructuras cimentadas en pilas profundas y éstas en cimentaciones relativamente poco profundas para permitir el movimiento diferencial esperado.

Se hicieron medidas extensivas por el Building Research Station (Estación de Investigaciones de Edificios)⁵⁷ de presiones y movimientos en los túneles de los tubos de ferrocarril en el curso de la construcción de los edificios. Un levantamiento de cerca de 40 mm tuvo lugar sin peligro notorio en los segmentos del túnel, y no se observó ninguna distorsión como resultado de la excavación para las pilas profundas acampanadas hacia afuera. Sin embargo, al manejar una sección pesada de un apilador de hoja de acero para soportar la excavación de la zanja para los muros que retienen el subsuelo se produjo una deflexión interna de los lados de un túnel y una elongación similar del diámetro vertical en el sofito e invertido.

Este movimiento ocurrió cuando los pilotes fueron conducidos paralelos hacia y 3 m aparte del levantamiento del túnel. El movimiento correspondió a un incremento en esfuerzo en el levantamiento del túnel de cerca de 110 kN/m².

Si los pisos son muy gruesos, como en el caso de sótanos profundos en la tierra de carga de agua donde se debe colocar peso muerto para resistir el levantamiento, es necesario

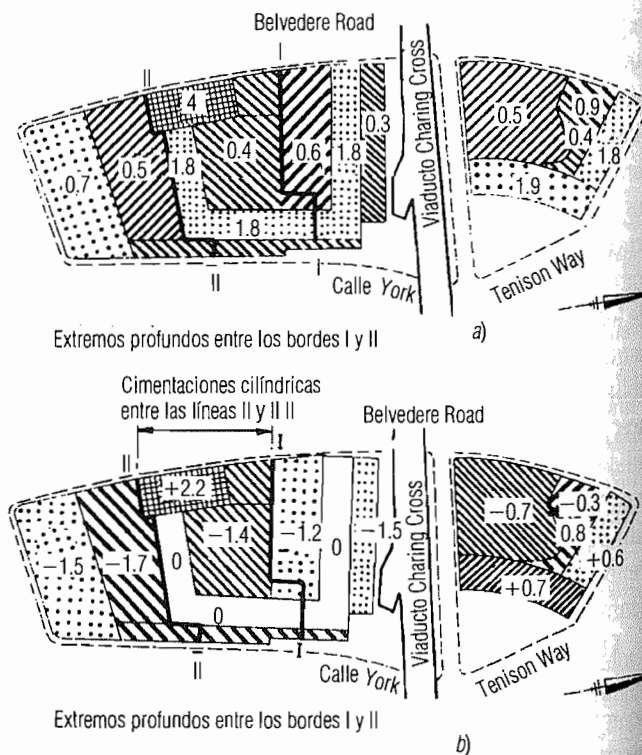


Figura 5.9. Condiciones de carga, Centro Shell, South Bank, Londres.
a) Promedio aproximado del peso total por unidad del área (kN/m² × 100). b) Promedio aproximado del peso neto por unidad del área (kN/m² × 100).

excavar para un piso de concreto en zapatas alternadas con la finalidad de permitir la contracción de las losas gruesas que toman lugar antes que las proporciones interpuestas sean colocadas. Después de que el suelo se saca en montones a un nivel donde haya suficiente presión restante de sobrecarga (*overburden*) para prevenir la dilatación o el levantamiento la profundidad más lejana se excava en pilotes de placas o franjas de madera y una sección del piso de losa es colado. Los pilotes de placa se retiran después y la excavación interpuesta se saca y el concreto de la losa del piso vaciado en el espacio entre las secciones completas. Esta técnica se usa para los pisos pesados de muelles secos contruidos en suelos de carga de agua o en suelos propensos a la dilatación.

5.4.2. Construcción en excavaciones con lados inclinados

Esta es la forma más económica de construcción para lugares donde hay suficiente espacio alrededor de la subestructura para cortar hacia atrás los lados de la excavación hasta un declive estable, y donde no hay problemas de comportamiento con grandes cantidades de agua subterránea que podría llevar a la erosión y al hundimiento de los declives. Una guía en declives estables de excavaciones en varias condiciones del terreno se da en el capítulo 9.

Los problemas de comportamiento con el agua del suelo en excavaciones se tratan en el capítulo 11.

5.4.3. Construcción en excavaciones soportadas por madera o tablestacado

Este es un método apropiado de construcción para lugares donde no hay suficiente espacio disponible alrededor de la excavación para inclinar hacia atrás los lados. Si las condiciones del suelo permiten que el tablestacado se quite para ser reusado en otra parte, este método de soporte de tierra es muy económico comparado con la alternativa del muro de diafragma (sección 5.4.4). El soporte por un sistema de placas horizontales de madera y en sección H verticales (sección 9.5.2) resulta también económico para suelos que se sostendrán en una profundidad corta por un periodo limitado de tiempo.

Donde los edificios, carreteras o servicios subterráneos están cerca de una excavación, los efectos en estas estructuras

de movimientos debidos a la excavación y a la construcción del sótano necesitan ser trazados cuidadosamente (sección 9.7). En particular, se deben considerar los posibles efectos de bombeo del agua subterránea de excavaciones sobre los asentamientos de la superficie del terreno alrededor de las excavaciones (véase sección 11.4).

La excavación para sótanos profundos puede causar un asentamiento de la superficie del suelo circundante. El asentamiento puede ser suficiente para causar daños estructurales a edificios cerca de la excavación, y el rompimiento de las tuberías de drenaje y otros servicios. Este asentamiento puede ser causado por

a) un movimiento lateral de la cara de la excavación debido a los efectos acumulativos de fluencia de los miembros de las placas, apuntaladores o sujetadores o anclajes que soportan dicha cara del corte del suelo;

b) movimientos laterales debido a la deflexión elástica del muro de retención del sótano después de completar el relleno;

c) la disminución del nivel del manto freático alrededor de la excavación debido al bombeo durante la construcción;

d) pérdida de tierra debida a los deslizamientos, levantamiento de la base, erosión, etc., como resultado de métodos de construcción mal concebidos o descuido en la ejecución.

Métodos normales de soporte de excavaciones por apuntalamiento o sujetadores de anclaje, no importa qué tan cuidadosamente sean hechos, no pueden prevenir la fluencia o falla interna de la cara de la excavación. El movimiento interno debe ser del orden de 0.25 % de la profundidad de la excavación de arcillas suaves a un 0.5 % en suelos granulares densos o arcillas rígidas acompañados por el asentamiento correspondiente de la superficie del terreno (sección 9.8). Un método seguro de estructuras existentes es el de apuntalarlas, mientras se soporta la excavación. Para profundidades de superficiales a moderadas de excavación (es decir, que no excedan 5 m), se supone, algunas veces, que el asentamiento de la superficie del terreno no ocurrirá a una extensión apreciable más allá de la línea dibujada a la pendiente de 1 (horizontal) a 2 (vertical) desde la base de la excavación. El apuntalamiento de las estructuras se lleva a cabo dentro de esta línea (figura 5.10). La posibilidad de asentamientos significativos extendiéndose hasta un límite más ancho más allá de la excavación, será discutido en la

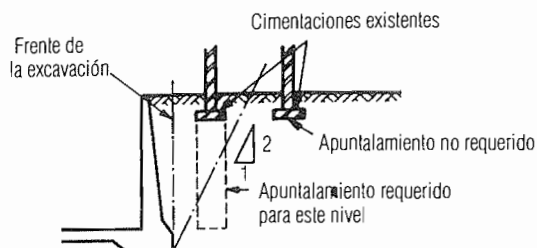


Figura 5.10. Apuntalamiento adyacente a las excavaciones de un sótano.

sección 12.3.2 y el uso de métodos de elemento finito para predecir la magnitud del movimiento alrededor de excavaciones profundas se describirá en la sección 9.9. En excavaciones poco profundas o sólo moderadamente profundas, puede ser justificable aceptar una pequeña cantidad de asentamiento y reparar cualquier agrietamiento consecuente o cualquier daño menor a las estructuras existentes. El grado del riesgo implicado dependerá del valor de la propiedad y los efectos de cualquier actividad, tales como procesos de fabricación dentro de las premisas.

En situaciones donde un edificio con baja probabilidad de ascender se construye en un sótano profundo habrá una elevación neta de presión vertical en el suelo debajo del sótano y una tendencia consiguiente a un levantamiento de la estructura. Este movimiento se puede transmitir al suelo circundante, con el resultado de que la superficie del suelo, que se asentó

durante la etapa de excavación, se levantará a su nivel original y después más para conformar el levantamiento neto del sótano (figura 5.11). La convexidad de la base de la losa se incrementará donde las cargas de la superestructura sean soportadas principalmente por los muros de retención del sótano. Puede haber un asentamiento neto de los muros y un levantamiento neto en las áreas centrales de la base de la losa.

5.4.4. Construcción en excavaciones soportadas por un muro de diafragma

Un muro de diafragma se construye por excavación en una zanja que se soporta temporalmente por una pasta de bentonita. Para alcanzar el nivel de la cimentación el refuerzo de acero se coloca hacia abajo en la franja, seguido por la colocación de concreto para desplazar la bentonita. Esta forma de construcción es apropiada para lugares donde las obstrucciones en el suelo impiden que el tablestacado sea manejado y donde la ocurrencia del agua subterránea es desfavorable para otros métodos de soporte (véase capítulo 9). El método también es apropiado para lugares donde las consideraciones de ruido y vibraciones imposibilitan el manejo del tablestacado y donde el levantamiento y alteración del suelo debajo de las cimentaciones existentes cerca de los márgenes de la excavación se deben evitar.

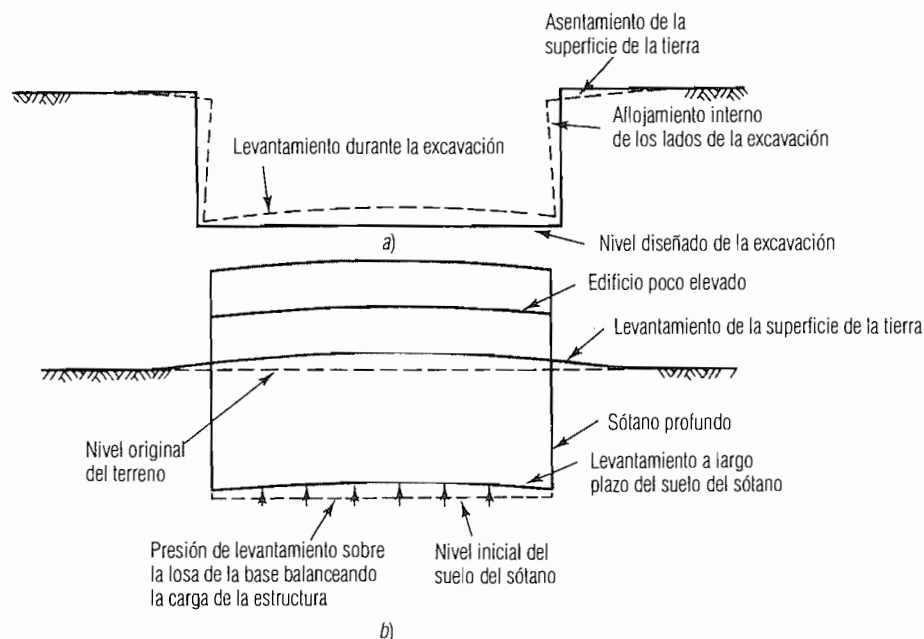


Figura 5.11. Movimientos alrededor de un sótano profundo soportando una estructura poco elevada. a) Movimientos en la etapa final de la excavación. b) Movimientos finales de la estructura terminada.

La rigidez del muro de diafragma en combinación con el soporte por anclajes del suelo precargado (sección 9.5.8) seguidos por un apuntalamiento con los pisos de la estructura permanente puede, en comparación con el soporte por tablestacado y cimbra o una abrazadera de acero, reducir la deflexión interna de la estructura y, por lo tanto, el hundimiento del suelo que rodea la excavación. Sin embargo, no es posible eliminar completamente la deflexión interna. Observaciones detalladas de los movimientos del muro de diafragma soportando una subestructura profunda de 18.5 m que forman un estacionamiento subterráneo en la Casa de House Commons se describen por Burland y Hancock.⁵⁸ Los asentamientos alrededor de las excavaciones eran críticos en este lugar ya que el Westminster Hall y la torre del reloj Big Ben estaban a sólo 3 y 16 m respectivamente, de los márgenes de la excavación. Los movimientos observados se muestran en la figura 5.12. La deflexión interna máxima del muro de 30 mm es de 0.16% de la profundidad de la excavación y el hundimiento máximo de la superficie del suelo de 20 mm es de un 0.11% de esta profundidad. Se observó un levantamiento de la arcilla bajo la base de la excavación de 45 mm. Los pilotes que soportan los siete pisos del sótano fueron levantados 13-16 mm durante el curso de la excavación. La deflexión interna se puede comparar con los movimientos observados en otras excavaciones profundas en la tabla 9.3. El punto importante a tomar en cuenta en las observaciones de fluencia interna del muro de diafragma es que el movimiento interno tuvo lugar bajo del nivel de la excavación en todas las etapas. Esto es típico de los soportes para excavaciones profundas, y significa que el movimiento interno no se puede prevenir por apuntalamiento o anclajes instalados en etapas cuando la excavación se desarrolla.

El primer paso en la construcción del muro de diafragma es formar un par de muros guía de concreto reforzado con ancho entre 150-300 mm y por lo menos de 1 m de profundidad. Estos muros actúan como guías para la maquinaria de excavación y como un medio de mantenimiento de una pila de bentonita de por lo menos 1 m sobre el nivel freático con la finalidad de prevenir un colapso de los lados de la excavación. Los muros de guía también sirven para evitar el colapso de los lados de la zanja debidos al surgimiento de lechada causada por las herramientas de excavación, y en suelos sueltos o suaves se debe hacer de un ancho suficiente para llevar a cabo esta tarea esencial. La construcción de los muros guía puede representar una porción sustancial del costo total de un muro de diafragma y en algunas condiciones del lugar, por ejemplo, en áreas de cimentaciones ente-

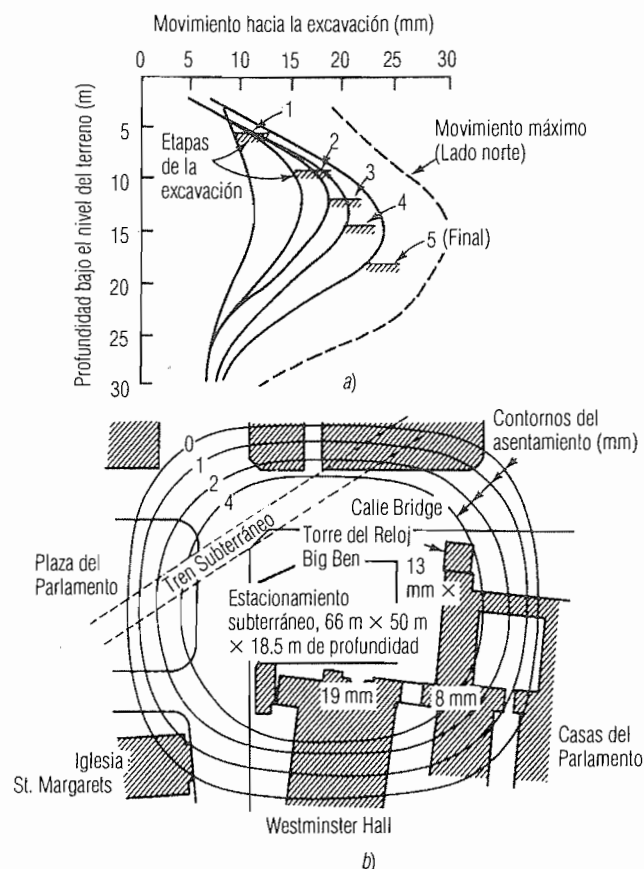


Figura 5.12. Movimientos alrededor de la excavación para el estacionamiento subterráneo de la House of Commons en Westminster (tomado de Burland y Hancock⁵⁸). a) Aljofaraje interno observado del muro de diafragma. b) Asentamientos observados alrededor de la excavación.

rradas y en bodegas antiguas, pueden ser prohibitivamente costosos.

La excavación de la zanja entre los muros de guía es emprendida en paneles alternados, la longitud de la que depende la estabilidad del suelo y las dimensiones del sótano. Un panel de una longitud de cerca de 4-6 m es totalmente común para suelo estable. La excavación se lleva a cabo con el soporte de la lechada también por tirones o por un barrenado rotatorio de circulación de reversa. Las barrenas operadas en conjunción con un *kelly* de asistencia de poder son eficientes en amplia variedad de suelos. El barrenado rotatorio es efectivo en suelos granulares. La lechada de bentonita es puesta en circulación continuamente durante la excavación por bombeo desde la zanja a un tanque estático elevado de donde regresa a la zanja. La lechada se puede circular a través de una planta acondicionada para remover la arena y la arenilla o se puede limitar su uso a un panel individual y después bombeado a un tanque de un vehículo para poderlo

desechar fuera del lugar. En cualquiera de los dos casos, el monitor continuo de la viscosidad, densidad, fuerza cortante y el valor pH de la lechada, es necesario asegurarse de que no se diluirá excesivamente o se contaminará por las partículas del suelo.

Después de completar la excavación de un panel vertical, se colocan unos tubos en cada punta, formando una cavidad semicircular en los extremos de cada panel de concreto. La jaula reforzada se baja después a la lechada y se suspende de los topes de los muros guía después de que el concreto es colocado usando un tubo de embudo, cuando el concreto levanta y desplaza la lechada. Después de un lapso para el endurecimiento del concreto, los paneles intermedios se excavan y se cueban para formar el muro completo. Las etapas finales se remueven del muro guía seguido por una excavación en bruto dentro del muro, acabando con cualquier protuberancia causada por el "sobrexexcavado" durante la excavación, y, finalmente, se moldea el muro del frente. La especificación preparada por la Federation of Piling Specialists (Federación de Especialistas de Pilotaje) define la cara del muro como la cara interior del muro guía, y se permite una tolerancia de ± 15 mm en una longitud de 3 m de esta cara. También está autorizada una desviación de la vertical de 1 en 80 y las protuberancias de más de 100 mm de la cara se deben cortar. De acuerdo con la especificación del modelo lo último sólo se aplica en "arcillas homogéneas". En arcillas altamente fisuradas, arenas, gravas y suelos sueltos o suaves la remoción de protuberancias se debe pagar como un extra.

Las etapas de excavación y colado de un muro de diafragma fabricado en el lugar se muestran en la figura 5.13.

En lugar de colocar el concreto *in situ*, los paneles de concreto precolado pueden bajarse a la franja de relleno de lechada. Se pone un soporte para el suelo detrás de los paneles con una lechada de cemento-bentonita que tam-

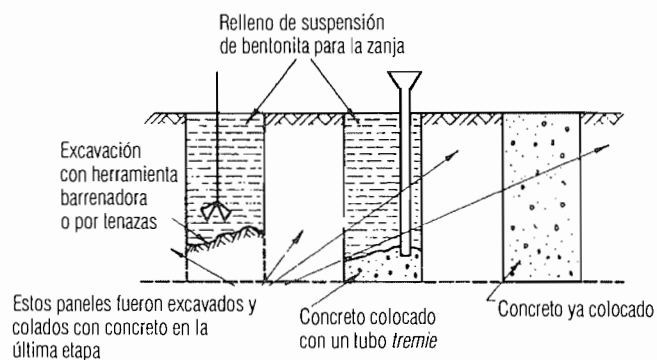


Figura 5.13. Construcción de los basamentos de los muros de contención por el método de diafragma.

bién forma el sellado entre las puntas de los paneles. En el sistema Bachy-S.I.F. la lechada de bentonita se remplaza por la lechada inmediatamente antes de colocar los paneles. En el sistema Soletanche la excavación se realiza con el cemento-bentonita como un fluido de soporte. Las ventajas que se proclaman para los sistemas de paneles precolados son las siguientes:

- a) la superficie del muro interior está limpia y no hay necesidad de recortar lo "sobrexexcavado" en el concreto;
- b) mejor calidad en el concreto y mayor precisión en la colocación del refuerzo, ahorrando en los espesores de los muros comparado con la construcción *in situ*;
- c) las unidades se pueden poner con tolerancias cercanas y las aberturas colocadas con exactitud;
- d) impermeabilidad mejorada.

Ambos sistemas de paneles de concreto colado en el lugar, y concreto precolado, pueden constituir sótanos impermeables. La formación de material gelatinoso de bentonita en el suelo, detrás del muro y entre los paneles, actúa como un sellador contra la entrada de agua. En estructuras rectangulares o circulares la presión de la tierra induce compresión longitudinal en el muro que tiende a cerrar las juntas verticales. Los problemas con la filtración pueden ocurrir donde hay "entradas" en los muros en que las juntas verticales tienden a abrirse.

Donde los anclajes inclinados se usan para soportar un muro de diafragma, el ancho del muro en la punta debe ser suficiente para prevenir fallas como en una cimentación con base en zapatas corridas bajo la carga producida por el componente vertical del esfuerzo en los anclajes. También la profundidad de la punta bajo el nivel de excavación final debe ser tal que suministre la resistencia pasiva requerida en el frente del muro a la presión de la tierra e hidrostática atrás del muro.

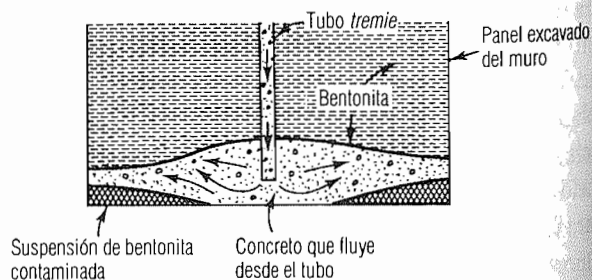


Figura 5.14. Entrapamiento de lechada contaminada en la base del muro de diafragma.

Se debe dar importancia a la capacidad de los muros de diafragma para soportar grandes cargas verticales, especialmente cuando la base del muro está comparativamente a poca profundidad y sólo una porción pequeña de la carga se soporta por fricción superficial en la cara posterior. Así como se calcula la capacidad de carga del suelo debajo del espesor delgado relativo de la base, se deben considerar las

condiciones en la interfase entre el muro y el suelo de soporte o roca. Es probable que haya una capa de bentonita altamente contaminada con las partículas del suelo en la base de la zanja una vez completada la excavación. La práctica de remplazar la bentonita con material fresco antes de colocar el concreto puede no remover esta capa completamente. El concreto en un fluido lateral del tubo (*tremie*)

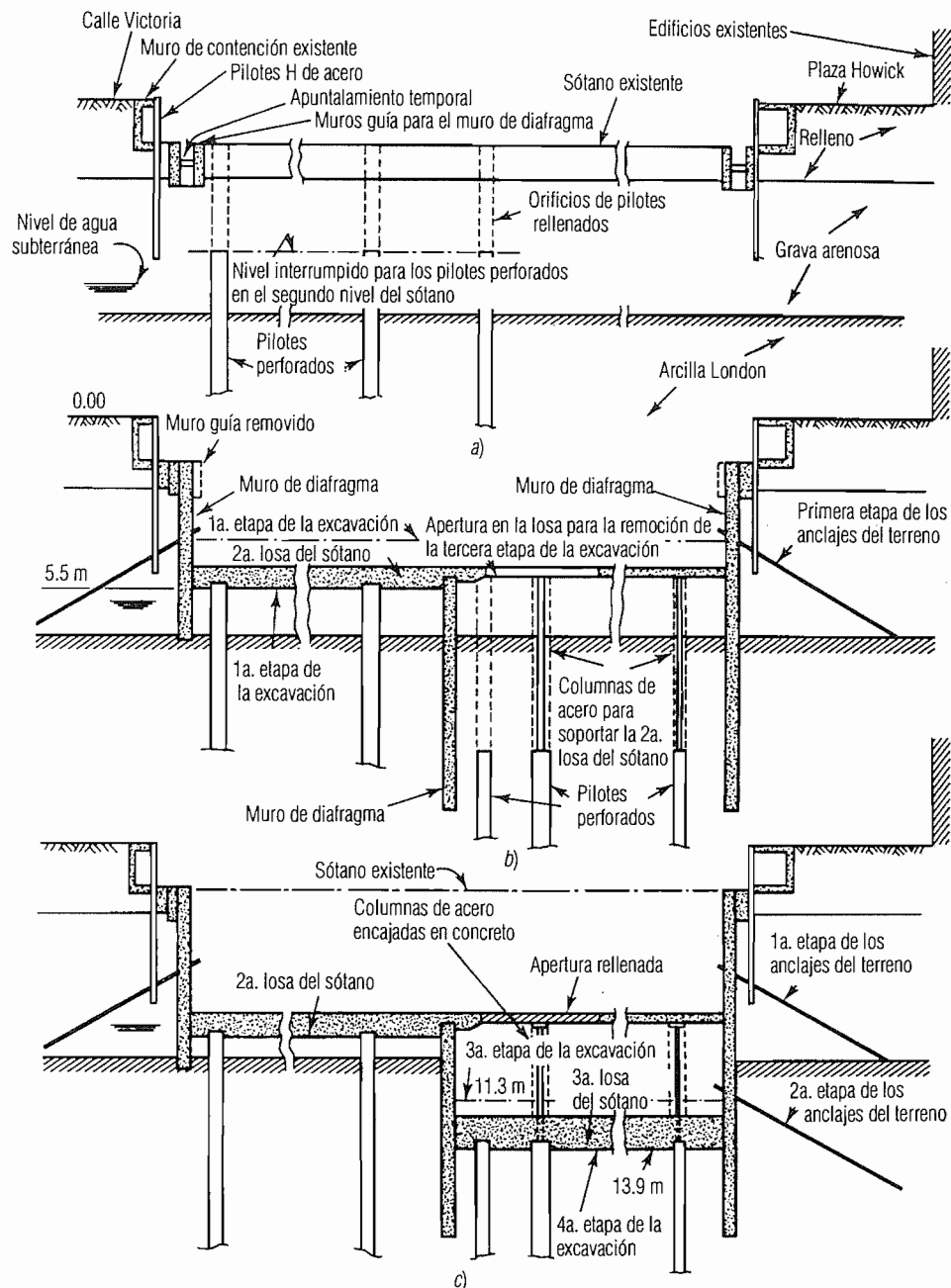


Figura 5.15. Etapas de la construcción de un basamento profundo en la calle Victoria, en Londres. a) Construcción de los muros guía para la mampostería del diafragma y la cimentación de pilotes perforados para el segundo sótano. b) Construcción de la segunda losa del sótano y cimentación de pilotes perforados para el tercer basamento. c) Construcción de la tercera losa del basamento.

puede después descolocar esta capa con un entrapamiento consecuente del depósito grueso de bentonita contaminada bajo la base del muro (figura 5.14). Para minimizar el riesgo de entrapamiento de la lechada, no se debe permitir que el concreto fluya lateralmente a lo largo de la base de la zanja a una distancia mayor de 2.5 m del tubo.

Un ejemplo de una etapa de construcción de un sótano con una profundidad de 14 m para un bloque de oficinas en la calle Victoria, en Londres, usando la subestructura permanente para soportar el muro de diafragma se describe por Hodgson.⁵⁹ En la primera etapa los pilotes H se manejaron cerca de la cara de los muros de retención abovedados existentes para soportar estas estructuras antes de que las zanjas fueran excavadas para los pares de los muros guía requeridos, como un requisito preliminar a la construcción del muro de diafragma. Fue necesario construir los muros guía en longitudes cortas y colocar apuntalamientos de acero temporales entre los muros para transferir el empuje de los muros de retención abovedados existentes a los muros guía interiores (figura 5.15 a).

Mientras este trabajo avanzaba, las cimentaciones de pilotes debajo del segundo sótano más superficial se construyeron en el nivel del sótano existente. El colado de los pozos de estos pilotes se terminó a nivel del segundo sótano.

El muro de diafragma circundando todo el edificio se construyó seguido por la remoción de la masa de la primera etapa de la excavación hacia abajo hasta el nivel de los anclajes del suelo de la primera etapa. Una vez instalados y esforzados los anclajes, se sacó la masa de la excavación de la segunda etapa (figura 5.16); seguida por la construcción de la losa del segundo sótano que actuó como un apuntalamiento del muro de diafragma a 5.5 m bajo el nivel del terreno. El muro de diafragma que cierra tres lados del tercer sótano (profundo) se construyó a nivel de la excavación de la segunda etapa y también los pilotes que soportaban la losa del segundo sótano (figura 5.15b). El colado de estos pilotes se terminó al nivel de la losa del tercer sótano y las columnas de acero se colocaron en este concreto para actuar como soportes para losa del segundo sótano. Se formó una apertura en esta losa a través de la cual alzó el suelo excavado del tercer sótano. Se sacó la excavación inicialmente hacia el nivel de los anclajes de suelo de la segunda etapa a 11.3 m. Después de instalar y esforzar los anclajes, se realizó la excavación hacia abajo, hasta el nivel final de 13.9 m bajo el nivel del suelo y se puso el concreto colado en la losa del tercer sótano sobre las cabezas de los pilotes colocados (figura 5.15c). Las operaciones de remo-

ción del suelo en esta etapa se muestran en la figura 5.17. Finalmente las columnas de acero fueron hincadas en el concreto formando los soportes para la superestructura de los edificios, y se rellenó la apertura en la losa del segundo sótano.

La proximidad de caminos y edificios altos alrededor de la excavación se puede ver en la figura 5.16. Se controlaron las deflexiones internas de la parte superior del muro de diafragma y el asentamiento de la superficie de suelo durante todo el periodo de construcción. Las dimensiones a un punto cercano a la profundidad de la excavación del sótano mostraron los siguientes movimientos:

<i>Etapa de construcción</i>	<i>Deflexión horizontal de la parte superior del muro de diafragma (mm)</i>	<i>Asentamiento de la superficie de la tierra al nivel de la calle (mm)</i>
1a. etapa de excavación		
a 1a. etapa de los anclajes de suelo	0	15
2a. etapa de excavación		
a 5.5 m	3.0	28
2a. losa del sótano construida	0	17
Excavación a la segunda etapa, anclajes a 11.3 m	0	17
Excavación al nivel final a 13.9 m	0	18
Lectura final seis meses después	0	20

El asentamiento de la superficie del suelo resultó considerablemente mayor que lo estimado de la deflexión interna muy pequeña del muro de diafragma. Sin embargo, se notó que una gran proporción del asentamiento ocurrió en la primera etapa de la excavación antes de que los anclajes del suelo se instalaran. El esforzamiento de los anclajes empujaron a la parte superior del muro de diafragma y hubo una recuperación del asentamiento de la superficie. Después de eso, el apuntalamiento rígido provisto por la losa del segundo sótano previno cualquier posible fluencia del muro de diafragma y hubo un pequeño asentamiento posterior de la superficie del suelo.



Figura 5.16. Excavación completada para el segundo sótano en la calle Victoria, en Londres. (Note el muro de diafragma rodeando el subsuelo, y la proximidad de los edificios en la plaza Howick.)

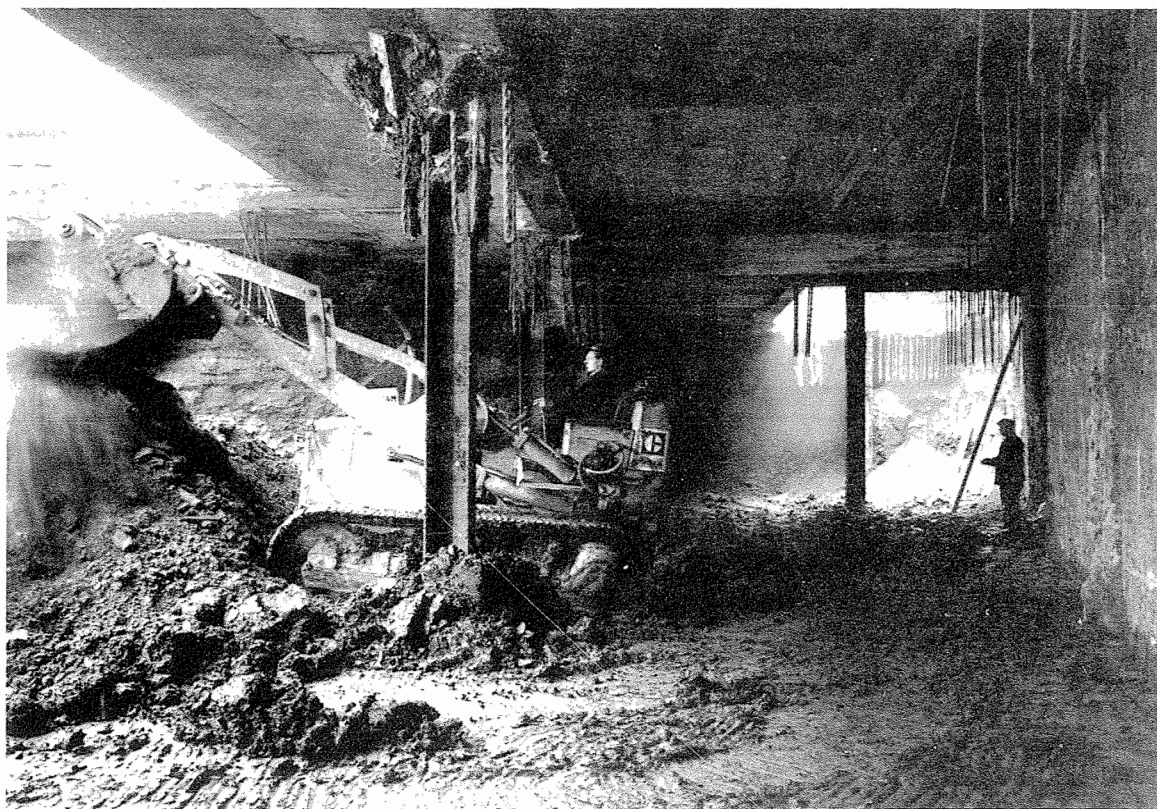


Figura 5.17. Excavación para el tercer sótano en la calle Victoria, en Londres. (Note las columnas de acero que soportan la segunda losa del sótano.)

5.4.5. Construcción en excavaciones soportadas por un muro de pilotes barrenados contiguos

En el sistema de *pilotes barrenados contiguos* de construcción de muros de contención, los pilotes barrenados se instalan en una hilera sola o doble y posicionados para que se toquen o estén muy cerca uno del otro. Los pilotes alternados primero se barrenan con un taladro de poder y se cuelan. Luego se instalan los pilotes intermedios. El uso de entubación para guiar el barrenado da como resultado un espacio de 50-75 mm de ancho entre los pilotes. El espacio puede ser más ancho si el barreno se desvía de la vertical (es común una tolerancia de hasta 1 en 80). Estos orificios entre los pilotes pueden ser muy problemáticos en suelos granulares de carga de agua que escurren a través de las excavaciones. Se puede usar un lechado para sellar los orificios pero puede no ser completamente efectivo.

El problema de impermeabilidad puede controlarse por el

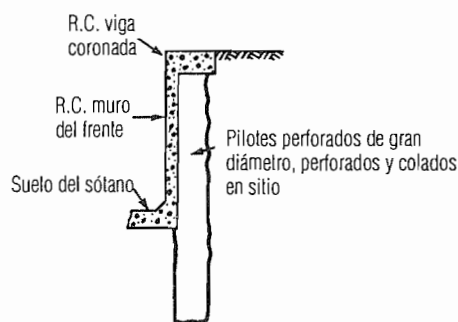


Figura 5.18. Atagüa provisional del pilote perforado incorporado en el muro permanente del sótano.

método de *pilote secante* de pilotes barrenados entrelazados. Los pilotes alternados son primero barrenados y colados a un espacio más cercano que el del método contiguo. Los pilotes intermedios son después instalados barrenándolos hacia afuera del suelo entre cada par seguido por el cincelado de una ranura bajo los lados de sus pozos. El concreto es colocado después para rellenar el hoyo barrenado incluyendo las

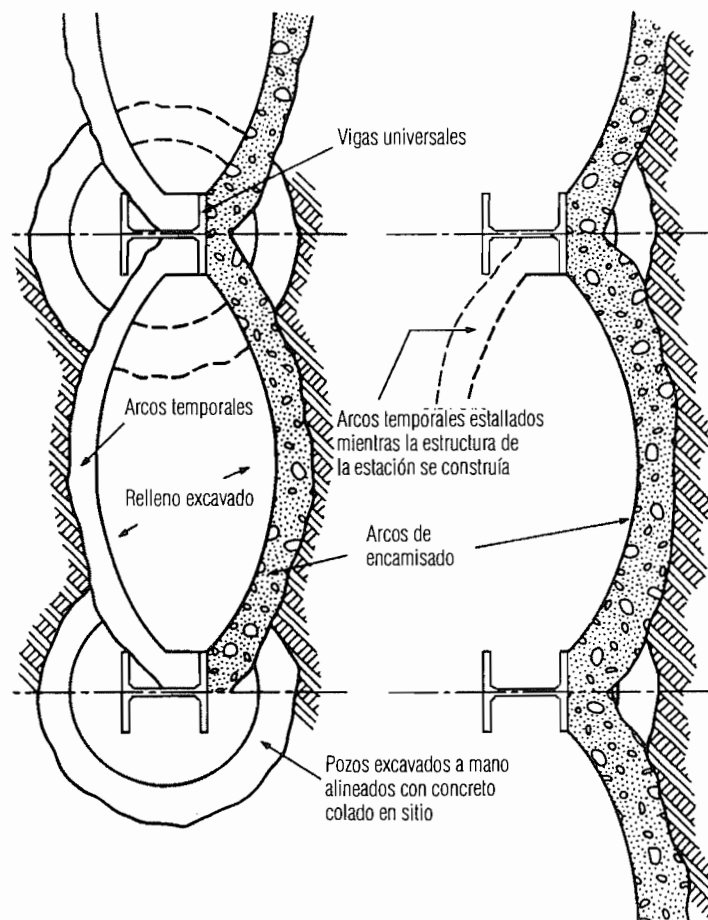


Figura 5.19. Muro de retención construido en pozos excavados a mano en Diamond Hill Station, Hong Kong Mass Transit Railway.

ranuras, formando un entrelazado completo y un muro impermeable.

El sistema de pilotes secantes es, por supuesto, más costoso que el muro de pilotes barrenados contiguos. Sin embargo cualesquiera de estos dos tipos será preferible al muro de diafragma en condiciones desfavorables, como en suelo intersectado por drenajes profundos o sótanos que pueden resultar en una completa pérdida de lechada de una zanja y el colapso de los lados. Con ambos tipos es necesario un muro de frente como se muestra en la figura 5.18.

Los muros de pilotes barrenados contiguos se usaron extensivamente en la construcción de estaciones subterráneas para el ferrocarril de Hong Kong.^{5,10} Para la estación Tsim Sha Tsui los pilotes eran de 450 mm de diámetro barrenados con un taladro continuo de cuerda a 500 mm del centro. Se inyectó mortero de cemento hacia abajo del hoyo de la varilla del taladro mientras se sacaba la cuerda del barreno. El reforzamiento se coloca disminuido hacia abajo del pilote mediante fluido de mortero. Al depender de la carga lateral el reforzamiento consiste también de 300 × 300 mm de vigas H de acero o una caja de 10 barras de acero de 25 mm. En la estación Choi Hung los pilotes tomaron la forma de pozos excavados a mano usando la técnica descrita en la sección 6.3.1. Los pozos alternados se reforzaron. Las intermedias se rellenaron con masa de concreto. En una modificación de este método, en la estación de Diamond Hill, los pozos se espaciaron ampliamente. La sección intermedia se excavó a mano en un pozo elíptico, con un lado consistente de un arco de encamisado de masa de concreto y el otro lado de una placa lineal arqueada de acero temporal (figura 5.19).

Más información aplicada al diseño y construcción de muros de diafragma, muros de pilotes barrenados y anclajes se proporciona en la Proceedings of the Institution of Civil Engineers Conference (Conferencia sobre Procedimientos de la Institución de Ingenieros Civiles).^{5,9}

5.5. SÓTANOS DE PILOTES

Las losas de los sótanos que soportan edificios pesados en un suelo débil son, con frecuencia, cimentadas sobre pilotes. La función normal de los pilotes es la de transferir la carga sobre un estrato firme y de menor compresibilidad a gran profundidad, o, si es económicamente posible, transferir la carga a un lecho de roca u otro estrato relativamente incompresible. Los pilotes también tienen el efecto de rigidizar la

losa y reducir o eliminar la reconsolidación del levantamiento del suelo reduciendo, de este modo, la inclinación o el asentamiento diferencial.

Donde los pilotes se terminan en un estrato elástico como una arcilla rígida o roca erosionada débil, el asentamiento de los pilotes, como carga de trabajo, se intensifica y resultará en algo de la carga soportada por la superficie inferior de la losa o los cabezales de los pilotes. El suelo bajo estas estructuras relativamente poco profundas se comprimirá causando transferencia de la carga hacia los pilotes nuevamente. El proceso es continuo siempre con alguna porción de la carga que es soportada por los pilotes y otra por la estructura cubierta. Por lo tanto, mientras los pilotes se deben diseñar para llevar la carga total de la superestructura, la losa que transfiere la carga a los pilotes debe tener la fuerza suficiente para soportar una carga en la superficie inferior equivalente a la carga neta de la superestructura o a alguna porción de la carga neta estimada derivada de la consideración del rendimiento probable de los pilotes, la compresibilidad de las capas poco profundas del suelo y los efectos de la excavación del subsuelo e instalación de los pilotes.

Hooper^{5,11} describe las dimensiones de las porciones relativas de carga soportadas por la superficie inferior de la losa del sótano y los pilotes soportando los 31 pisos de la torre de Hyde Park Cavalry Barracks en Londres. Los pilotes se instalaron mediante barreno del nivel del suelo y colando el pozo hasta el nivel de la base del sótano a una profundidad de 8.8 m antes de comenzar el volumen de excavación.

El peso del edificio, incluyendo la carga impuesta pero excluyendo la carga de aire, fue de 228 MN. El peso del suelo removido en la excavación de la base del nivel de la losa fue de 107 MN o una carga neta para ser soportada por los pilotes de 121 MN o una presión de carga neta al nivel de la losa de 196 kN/m². De las observaciones en celdas de presión colocadas entre la superficie inferior de la losa y el suelo, y celdas de carga en tres de los pilotes, se calculó la transferencia de carga de la superestructura a los pilotes desde el tiempo de inicio de la construcción hasta tres años después de completar el edificio. Los resultados de estos cálculos se muestran en la figura 5.20, y se comparan con el peso estimado del edificio en varias etapas de la construcción. Hooper estimó que, al final de la construcción, un 60 % de la carga del edificio fue cargada por los pilotes y el 40 % por la losa. En el periodo postconstrucción se transfirió gradualmente más carga a los pilotes; cerca de un 6 % de la carga hacia abajo había sido transferida a los pilotes en un periodo de tres años.

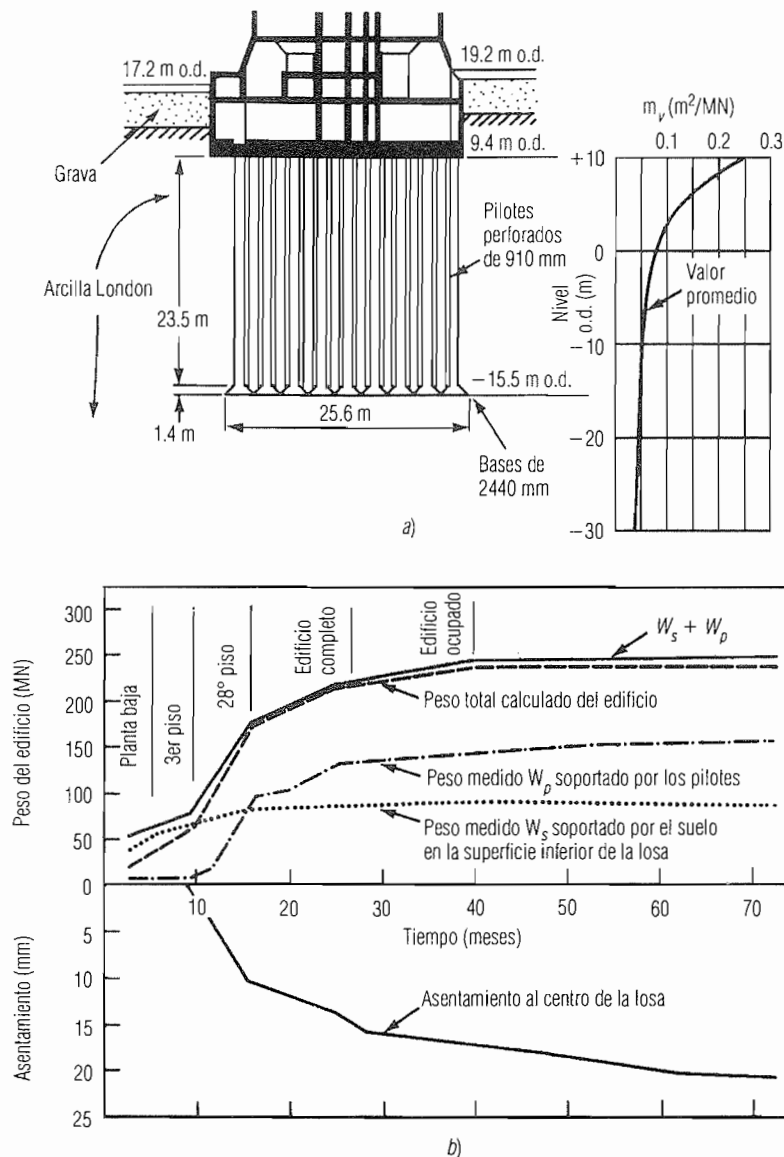


Figura 5.20. Cimentaciones con pilotes de losa para el Hyde Park Cavalry Barracks, en Londres. a) Colocación de las cimentaciones y compresibilidad del suelo. b) Transferencia de la carga desde la losa hasta los pilotes.

Algunos ejemplos típicos de los efectos de la excavación, instalación de pilotes y rendimiento de pilotes se describen abajo.

Caso A (figura 5.21a)

En el curso de la excavación para el sótano, un levantamiento considerable tuvo lugar con un movimiento posterior hacia arriba causado por el desplazamiento debido al manejo de los pilotes. Después de completado el pilotaje, el suelo dilatado será recortado al nivel especificado de la

superficie inferior de la losa del sótano. Después de concretar la losa del sótano habrá alguna tendencia de incremento de la presión en la losa debido a la dilatación del suelo a largo plazo, pero será contrarrestada en cierto grado por el suelo desplazado, por el manejo de los pilotes asentados por la losa que se reconsolida alrededor de los pilotes. Sin embargo, como la carga en el subsuelo aumenta con la carga de la superestructura, los pilotes mismos se asentarán debido a la consolidación del suelo en la región de las puntas de los pilotes. El suelo circundante de la parte de arriba de los pilotes seguirá el movimiento hacia abajo del suelo subyacente y de este modo no habrá una tendencia aprecia-

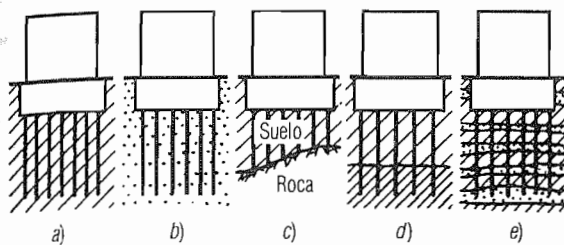


Figura 5.21. Sótanos con pilotes en varias condiciones del suelo.

- a) Totalmente en arcilla débil compresible. b) Totalmente en arena suelta.
c) Soportado en la roca. d) A través de arcilla débil hasta arcilla rígida.
e) Capas alternadas de arena y barro débil.

ble para la carga estructural total que provenga de la losa del sótano. Una vez terminado el edificio, continuará un asentamiento a largo plazo debido a la consolidación del suelo debajo de los pilotes, pero en todo momento el suelo superyacente se moverá hacia abajo y no desarrollará una presión significativa en la losa del sótano. De este modo, se puede constatar que la carga máxima que es probable que provenga en la superficie inferior de la losa, será debida a la dilatación del suelo en los primeros días después del manejo de los pilotes aunada a la presión de agua si el subsuelo está debajo del nivel freático. Sin embargo, si las cargas de trabajo en los pilotes excediera su capacidad de soporte final se moverán hacia abajo en relación con el suelo circundante. La losa cargará después la carga total del edificio, hasta que la consolidación del suelo regrese la carga a los pilotes con el movimiento progresivo continuo hasta que alcance su equilibrio.

El movimiento neto hacia abajo resultante de la suma algebraica del levantamiento, reconsolidación, y una consolidación posterior, será más bajo para los pilotes del sótano que para un sótano sin pilotes. Esto se ilustra en la figura 5.22.

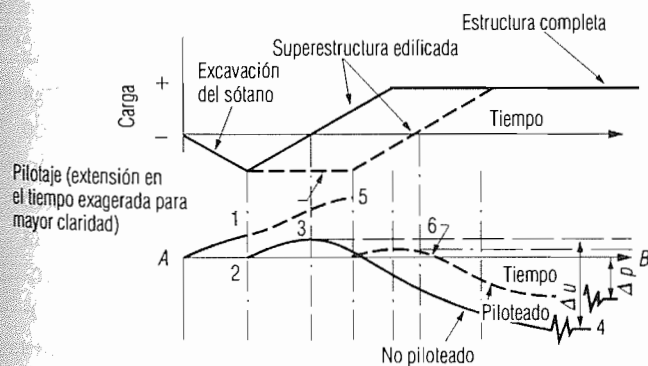


Figura 5.22. Comparación entre el asentamiento de sótano de muros apilados y no apilados.

Primero considere el sótano sin pilotes. Si AB representan el nivel de diseño de la superficie inferior de la losa del piso del sótano, entonces como la excavación sigue su curso en el suelo, al nivel AB se levantará hasta el punto 1 ya que el suelo de abajo se dilata debido a la reducción en la presión de sobrecarga (*overburden*). La excavación volverá al nivel especificado AB (punto 2) y la losa colada. La dilatación a largo plazo continuará hasta que el punto 3 se alcance cuando la carga de la superestructura se haya incrementado en grado correspondiendo con la presión de sobrecarga (*overburden*) original y la reconsolidación del terreno dilatado tenga lugar. El asentamiento de consolidación a largo plazo continuará hasta que el asentamiento final se logre (punto 4). El movimiento total hacia abajo es entonces Δu .

En el caso de un sótano con pilotes, la excavación permanecerá abierta y sin colar por un periodo largo hasta que todos los pilotes hayan sido manejados. El desplazamiento causado por el manejo de los pilotes podría causar escalonamiento de la curva de dilatación. Una vez terminado el manejo de los pilotes (punto 5) el suelo volverá al nivel especificado AB y la losa del piso construida sobre los pilotes. Habrá un movimiento continuo hacia arriba al nivel del sótano hasta que el suelo en la punta más baja de los pozos del pilote y debajo de los pilotes continúe dilatándose, pero si los pilotes son largos en relación con el ancho del edificio dicho movimiento será muy pequeño. Cuando la carga de la superestructura alcance la presión de sobrecarga original (*overburden*) (punto 6) la reconsolidación tendrá lugar. El movimiento neto hacia abajo (Δp) será menor, ya que la dilatación es menor y la consolidación debida a una carga neta adicional de la superestructura será también menor ya que los pilotes se dirigieron a un suelo de compresibilidad menor. Sin embargo, si los pilotes son relativamente cortos no habrá una reducción apreciable en el asentamiento neto comparado con un sótano sin pilotes. Los pilotes estarán entonces completamente dentro de la zona de dilatación que quizá sea mayor debido a que la excavación permanecerá abierta por un largo periodo. Para que sea efectiva la reducción en los asentamientos netos, los pilotes se deben dirigir abajo de la zona de la dilatación.

Caso B: Pilotes llevados a arenas sueltas (figura 5.21b)

En este caso se supone que los pilotes son necesarios debido a que la arena es suelta y causará un asentamiento excesivo en un sótano sin pilotes. También se considera que la densi-

dad de la arena se incrementa con la profundidad (como es normalmente el caso). La única dilatación será un movimiento elástico debido a la remoción de la presión de sobrecarga (*overburden*) durante la excavación. Esto tendrá lugar, instantáneamente, según se profundice, y no habrá ningún movimiento posterior hasta que se alcance el fondo. El movimiento elástico total será, en cualquier caso, bastante menor y revertido rápidamente por la consolidación de la arena por el manejo del pilote. Podría ser todavía necesario rellenar las depresiones en forma de cono alrededor de los pilotes con arena antes de colocar la losa del sótano colado. Cuando la superestructura se edifique la carga total de la superestructura y del sótano será soportada por los pilotes. Esta carga llevada a la arena más densa a profundidad, y el asentamiento producto de la consolidación debida al estrato más profundo de arena tendrá lugar más o menos instantáneamente cuando la carga en los pilotes se incrementa. La arena que circunda los pilotes se asentará cuando la arena subyacente se comprima y de este modo no habrá una transferencia de carga a la superficie inferior de la losa del sótano. Será necesario, por supuesto, permitir la presión del agua.

Caso C: Pilotes llevados a través de un suelo compresible a un estrato de roca (figura 5.21c)

El suelo debajo de la excavación del subsuelo se dilatará debido a la remoción de la presión de sobrecarga (*overburden*), con una dilatación posterior producto del desplazamiento por los pilotes. Una vez terminado el manejo de pilotes, el suelo levantado se acomodará hacia abajo y se colará la losa del piso del sótano. No habrá una dilatación posterior porque el levantamiento debido al manejo de los pilotes será mayor que cualquier movimiento residual de dilatación. En alguna etapa, durante la edificación de la superestructura, el suelo levantado se reconsolidará y se asentará hacia afuera de la superficie inferior de la losa del piso. No habrá asentamiento de los pilotes que no sea uno corto elástico y ligero de los pozos de los pilotes y una compresión elástica de la roca debajo de las puntas del pilote. Así en ninguna etapa sobrevendrá alguna carga en la superficie inferior de la losa del subsuelo que no sea la de la presión del agua. Sin embargo, si los pilotes barrenados se tuvieran que usar ahí, no habrá un desplazamiento por los pilotes y es muy probable que una dilatación a largo plazo cause presión en la losa del sótano aún con algún alzamiento de los pilotes. Este movimiento

será reversible en cuanto la carga de la superestructura exceda la presión de sobrecarga original (*overburden*).

Caso D: Pilotes manejados a través de arcilla blanda a rígida (figura 5.21d)

Este caso es intermedio entre los casos A y C. La dilatación del suelo ocurrirá por la excavación para el sótano y el desplazamiento por el manejo de pilotes. Después de nivelar el suelo levantado y de colar las losas del piso no habrá ninguna dilatación posterior. La reconsolidación del suelo desplazado tendrá lugar cuando la carga de la superestructura se incrementa. Habrá una tendencia del suelo a asentarse lejos de la superficie inferior de la losa pues el asentamiento resultante de la reconsolidación del suelo suave compresible será mayor que la consolidación del suelo de arcilla rígida debajo de los pilotes. De este modo, ninguna presión del suelo tendrá lugar en algún momento, por la superficie inferior de la losa del piso del sótano, excepto cuando los pilotes barrenados se usen como se describe en el caso C.

Caso E: Pilotes llevados a capas alternadas de arcilla blanda y arena (figura 5.21e)

Este caso provoca un levantamiento y condiciones subsecuentes de consolidación que son intermedias entre los casos A y C.

5.6. PILOTES PARA REDUCIR ASENTAMIENTOS EN LOSAS PILOTEADAS Y EN SÓTANOS

Donde los pilotes de la misma longitud y diámetro se usan para soportar una losa o una losa de sótano con carga uniforme, la losa asume la forma clásica cóncava cuando sufre asentamiento. Como se notó arriba, la losa carga virtualmente la totalidad de la carga en la etapa inicial, pero cuando ésta aumenta hay un incremento progresivo en la proporción de carga llevada por los pilotes. En el área central del grupo de pilotes ejerce mayor presión sobre los pilotes, en grado considerablemente más grande, adyacentes que los de la periferia. Consecuentemente los pilotes centrales son relativamente menos rígidos y sufren un asenta-

miento mayor, y la carga se redistribuye a través de la losa de los pilotes rígidos de afuera que después atraen una proporción más alta de la carga. Cooke *et al.*^{5,12} midió las cargas distributivas sobre 351 pilotes en un grupo rectangular que soportaban un edificio de 16 pisos en arcillas London. Se encontró que los pilotes centrales únicamente cargaban 40 y 60 % de las cargas respectivas en las esquinas y los bordes del grupo.

Un asentamiento diferencial puede reducirse, así como lograr cierta economía en los costos de pilotaje proporcionando pilotes más largos y por lo tanto rígidos en el área central, y más cortos y "dúctiles" en las hileras de afuera. Estos últimos permiten la fluencia cuando el asentamiento resultante reduce el asentamiento diferencial entre el centro y los bordes. La losa rígida actúa como un miembro que distribuye la carga de los pilotes externos a los pilotes rígidos centrales. Si el arreglo de la carga de la superestructura lo permite se puede lograr el mismo efecto adoptando pilotes largos pero incrementando el espacio entre las hileras exteriores. Alternativamente, la geometría de los pilotes puede variarse usando pilotes largos rectos en el centro y pilotes cortos de bases alargadas alrededor de los bordes. El pilote de base alargada (sección 7.9.2) pasa por un asentamiento mayor en la misma carga en comparación con el pilote largo y recto con una capacidad de carga equivalente.

Ya que los pilotes de afuera son más elásticos, la estabilidad total de la estructura debe asegurarse. Por lo tanto es deseable que la losa sea diseñada para cargar la totalidad de la carga sin ninguna falla estructural o un sobreesfuerzo del suelo subyacente. Por esta razón el concepto de asentamiento

reduciendo pilotes es aplicado de preferencia a suelos compresibles rígidos como la arcilla London. Un método de diseño de la losa y de pilotes para lograr asentamiento uniforme es descrito por Padfield y Sharrock.^{2,29}

5.7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS DE SÓTANOS

5.7.1. Presión de la tierra y su resistencia

Los muros del sótano deben, generalmente, ser diseñados como muros de retención en cantilever de soporte propio aun cuando puedan ser eventualmente apuntalados por la construcción del piso, y una estabilidad adicional contra un volcamiento producido por la carga de la superestructura en la parte superior de los muros. No es conveniente, y con frecuencia imposible, proveer temporalmente apuntalamientos diagonales para soportar un muro de retención del sótano hasta el tiempo en que el de apuntalamiento dado por el piso a nivel de tierra o por el piso intermedio del sótano se complete. De este modo, los muros deben ser estables contra el volcamiento o deslizamiento.

Es práctica común adoptar una distribución triangular de presión lateral de tierra en la parte posterior de un muro de retención rígida (figura 5.23). La intensidad de la presión de la tierra en cualquier punto del muro es dada por la expresión

$$p = K\gamma d, \quad (5.1)$$

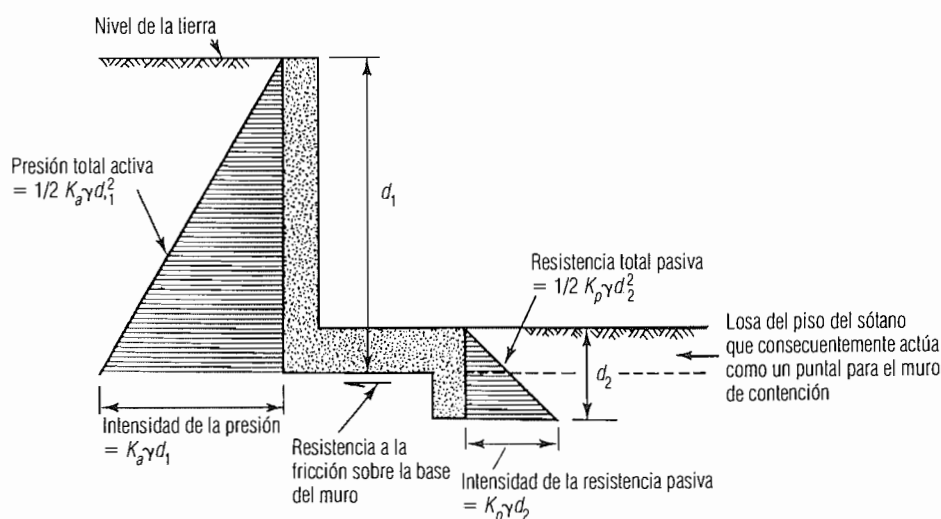


Figura 5.23. Presión activa y resistencia pasiva de la tierra en un muro en cantilever de contención.

donde

K = coeficiente de la presión de la tierra,

γ = la densidad del suelo (densidad sumergida para ser usada donde el suelo está bajo el nivel del manto freático),

d = profundidad bajo el nivel del suelo.

Donde se permite que el muro ceda por deflexión, como en el caso de un muro de cantilever, o por un deslizamiento horizontal o rotación en la punta, el coeficiente K es el coeficiente de presión de tierra activa (K_a). Un movimiento anterior de 1/1000-1/500 de la profundidad de la excavación es generalmente considerado como un movimiento suficiente para movilizar condiciones de presión activa. Los valores de K_a para varios valores del ángulo de fricción entre el muro y el suelo se muestran en la tabla 5.1. Se debe notar que el movimiento del muro para las condiciones de presión activas significa que habrá una fluencia correspondiente del suelo retenido acompañado por un asentamiento de la superficie del suelo circundante (sección 5.4). Con la finalidad de prevenir este movimiento es necesario apuntalar el muro por medio de pisos del sótano o introduciendo un sistema rígido de apuntalamiento temporal que necesitará ser cubierto en el lugar. Una vez que el movimiento de los muros se previene de esta manera, el coeficiente de la presión de la tierra en la ecuación 5.1 se debe tomar como el coeficiente de la presión residual de la tierra (K_R).

Algunos valores típicos del coeficiente "residual" son:

Material	K_R
Arena suelta	0.50
Arena densa	0.35
Arcilla normalmente consolidada	0.75
Arcilla sobreconsolidada	1.00

Los valores conservadores del ángulo de resistencia al cortante (ϕ) se deben adoptar para obtener el coeficiente de la presión de tierra activa (K_a) de la tabla 5.1. Se debe recordar que el movimiento del muro para movilizar esta condición inducirá presiones en el suelo de manera que el valor máximo del ángulo de resistencia cortante será sobrepasado y se operará algún valor más bajo (ϕ_{mas}), como se muestra en el plano del diagrama de esfuerzo cortante en la figura 5.24. Para condiciones activas de presión el valor de ϕ_{mas} se puede tomar como el dado por una prueba de compresión triaxial (ϕ_t).

El valor máximo del ángulo de fricción del muro (δ_{mas}) puede ser tomado como $2/3 \phi_{mas}$. Se requiere un movimiento relativo entre la estructura y el suelo para movilizar este valor. Los cálculos de la presión activa deben tomar en cuenta cualquier sobrecarga, cargas lineales, o cargas de puntuales aplicadas en la superficie del terreno por detrás del muro de retención. Se debe considerar la presión hidrostática.

Tabla 5.1. Valores del coeficiente K_a para la presión activa de la tierra.

Ángulo de la fricción del muro, δ	Ángulo efectivo de la resistencia al esfuerzo cortante, ϕ (grados)									
	15°	18°	21°	24°	27°	30°	33°	36°	39°	
0°	0.589	0.528	0.472	0.422	0.376	0.333	0.295	0.260	0.228	
10°	0.533	0.480	0.431	0.387	0.346	0.308	0.274	0.243	0.214	
12°	0.526	0.474	0.426	0.382	0.342	0.305	0.271	0.240	0.212	
14°	0.520	0.468	0.421	0.378	0.339	0.303	0.269	0.239	0.21	
16°	0.515	0.464	0.418	0.375	0.336	0.300	0.267	0.237	0.209	
18°	0.511	0.461	0.414	0.372	0.334	0.299	0.266	0.236	0.209	
20°	0.508	0.458	0.412	0.370	0.332	0.297	0.265	0.235	0.208	
22°	0.506	0.456	0.410	0.369	0.331	0.296	0.264	0.235	0.208	
24°	0.505	0.455	0.409	0.368	0.331	0.296	0.264	0.235	0.208	
26°	0.504	0.454	0.409	0.368	0.330	0.296	0.264	0.235	0.206	
	Arcilla limosas y limos arcillosos			Limos arenosos y limos		Arenas y gravas				

NOTA: En los valores anteriores se considera una superficie horizontal y plana de la tierra en el suelo retenido.

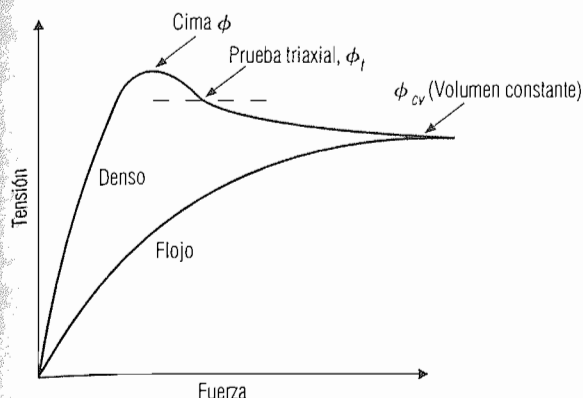


Figura 5.24. Plano de diagrama del esfuerzo cortante para una arena.

Hasta que se prevenga un movimiento interno por la acción de apuntalamiento del piso del sótano en la base del muro la resistencia a este movimiento se evita por la cohesión o fricción del suelo debajo de la base de la losa, y por la resistencia pasiva del suelo contra la cara vertical del extremo del muro (figura 5.23). La intensidad de la resistencia pasiva se puede calcular con la ecuación 5.1. En este caso el coeficiente K es el *coeficiente de resistencia pasiva* (K_p). Los valores de K_p para varios ángulos de resistencias al cortante del suelo y varios ángulos de resistencias al cortante del muro se ilustran en la tabla 5.2.

La movilización de la resistencia pasiva total del suelo, requiere de un movimiento horizontal mayor que el requerido para las condiciones de presión activa. El movimiento para la resistencia final pasiva es de 10-20 % de la profundidad de la capa para arenas sueltas y 2-4 % de esta profundidad para arenas densas.

La mitad de la resistencia final se moviliza en movimientos hacia adelante de 5 y 0.5 % de la profundidad de la capa para arenas suelta y densa respectivamente. Por lo tanto, los valores conservadores de la resistencia al cortante se deben adoptar para obtener valores de K_p .

Donde los muros de retención se apoyan en arcillas de blandas a firmes normalmente consolidadas, las condiciones de no drenado a corto plazo pueden ser más críticas que las condiciones de drenado a largo plazo. Por lo tanto, la intensidad de la resistencia pasiva del suelo a la profundidad d debe calcularse de la cohesión máxima sin drenar del suelo (C_u) de la ecuación

$$P_p = \gamma d + 2c_u \quad (5.2)$$

La presión activa del suelo en un muro de diafragma se puede calcular por la ecuación 5.1, y la distribución de la presión de la tierra se puede considerar como triangular. Las presiones de la tierra se deben calcular en varias etapas de construcción de un muro anclado. De este modo en la etapa 1 (figura 5.25) el muro actúa como cantilever vertical. En la etapa 2, cuando los anclajes del suelo del nivel más alto son tensados, la presión en la parte posterior del muro será determinada por la fuerza inducida en los anclajes y podrá ser intermedia en alguna etapa entre "residual" y la condición pasiva, dependiendo de la cantidad de movimiento contrario del muro. Una vez terminada la tensión de los anclajes, el muro actúa en la etapa 3 como una viga vertical en cantilever sobre los anclajes y limitada por soportes diseñados al límite de fluencia a nivel del anclaje en la porción embebida debajo del nivel de la excavación.

En las etapas 4 y 5 con los anclajes tensados de la segunda etapa, el muro actúa como una viga vertical con tres niveles de soportes diseñados al límite de fluencia; y en la etapa 5, la construcción de la losa del sótano y de los pisos intermedios proveen soportes al límite de fluencia; se debe hacer una revisión para asegurar que el muro pueda resistir presiones de la tierra "residuales" y cualquier presión hidrostática en la cara posterior.

Tabla 5.2. Valores del coeficiente K_p para la resistencia pasiva de la tierra.

Ángulo de la fricción del muro, δ	Ángulo de resistencia al esfuerzo cortante, ϕ (grados)								
	15°	18°	21°	24°	27°	30°	33°	36°	39°
0	1.70	1.89	2.11	2.37	2.66	3.00	3.40	3.86	4.40
$= \phi/2$	1.98	2.32	2.73	3.26	3.92	4.78	5.91	7.44	9.53
	Arcilla limosas y limos Arcillosos			Limos arenosos y limos		Arenas y gravas			

NOTA: En los valores anteriores se considera una superficie horizontal y plana en el suelo con resistencia pasiva.

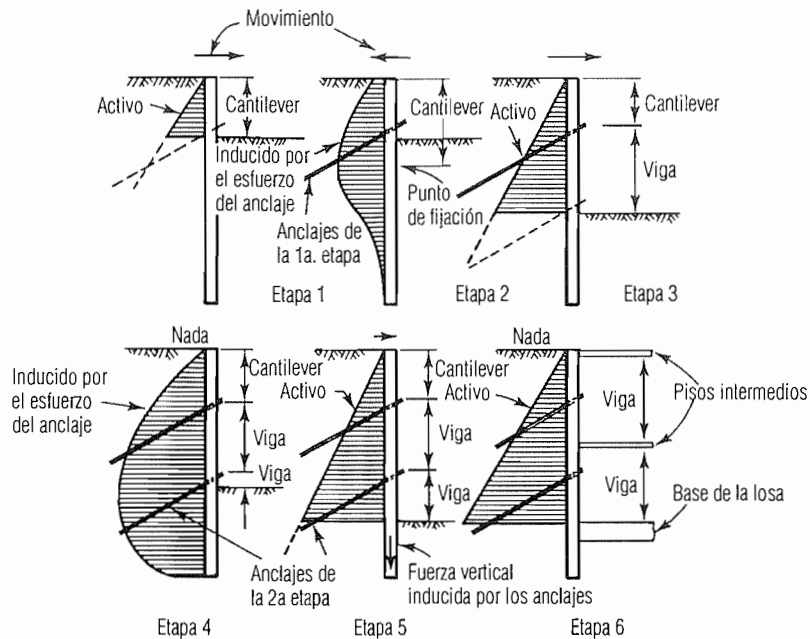


Figura 5.25. Distribución de la presión sobre un muro anclado de diafragma en varias etapas de construcción.

Durante la construcción, se inducirá una fuerza vertical considerable en el muro por la tensión de anclajes verticales del suelo, y se deberá hacer una revisión por los métodos descritos en el capítulo 2 para asegurarse de que la capacidad de carga final del suelo debajo del extremo del muro no se exceda.

Para una discusión completa de los problemas de presión de la tierra y de resistencia de la tierra en muros de contención se debe hacer la referencia al B.S. Code of Practice (Código B.S de Práctica) CP 2002, "Earth retaining structures" (Estructuras retenedoras de tierra).

5.7.2. Diseño estructural

A veces, para economizar la cantidad de concreto, se ponen escalones en el muro de retención para dar un incremento progresivo en el espesor de la parte superior al fondo. Sin embargo, debido al incremento del costo en el cimbrado, y a las complicaciones en la colocación del acero de refuerzo, el escalonamiento normalmente no redundará en una economía en costos totales. En el caso de muros de retención rellenos, una cara posterior inclinada puede ser una forma económica de construcción.

Los muros de retención no deben depender en su conexión de la losa de piso del sótano para lograr estabilidad contra un volcamiento o un deslizamiento. El ancho de la base construida dentro de la zanja debe ser suficiente para conservar la

presión de carga en la punta de la base de la losa dentro de límites confiables y para asegurar que el resultante de la presión en la parte de atrás del muro y el peso del muro caigan dentro del tercio medio de la base. Si se necesita una proyección se debe colocar debajo del muro para prevenir deslizamiento como se muestra en la figura 5.26. Esta ilustración muestra un diseño simple para muro cantilever de sótano de un solo piso. La uniformidad en el espesor suministra un ahorro en la fabricación y edificación del cimbrado y un mínimo de recubrimientos y de dobladuras en el acero reforzado, dando un arreglo fácil en los confines de una excavación.

Los muros de retención de contrafuerte o sección T no se usan con frecuencia para sótanos, ya que la excavación adicional fuera de la línea del edificio para acomodar los contrafuertes y las losas de base se tienen que llenar por lo que se incrementa el costo de la instalación sin ganar espacio en el sótano, también al construir áreas de contrafuerte y losas de base se podrían sobrepasar los límites de la propiedad adyacente.

Las losas del piso de los sótanos se diseñan como losas en las líneas descritas en el capítulo 4. Deben tener la capacidad de resistir presiones en la superficie inferior de la losa junto con esfuerzos causados por asentamiento diferencial, cargas de columnas no uniformes y reacciones de los muros de retención. Un factor importante es la necesidad de proveer continuidad en la base de la losa si el sótano actúa como una losa flotante (figura 5.27a). Si las columnas se proveen con bases

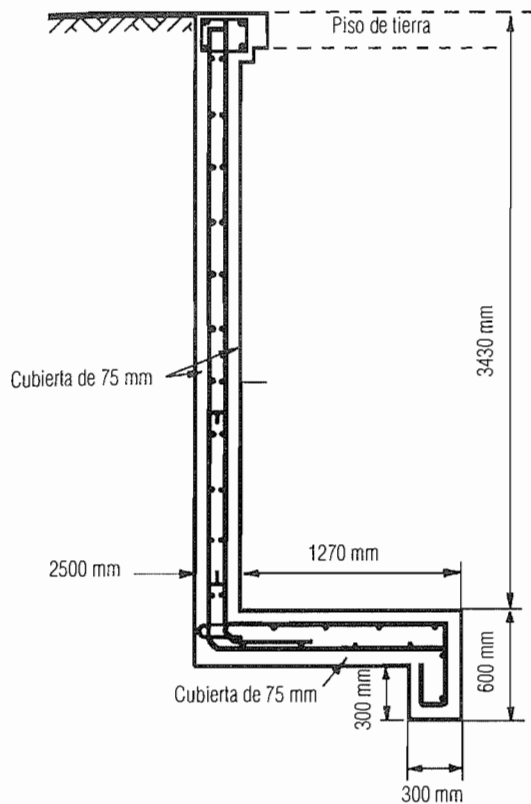


Figura 5.26. Muro en cantilever de contención para sótano.

independientes con sólo una losa ligera entre ellas, habrá una probabilidad de falla de las losas debido a la presión del suelo subyacente (figura 5.27b).

Para presiones de carga suaves o moderadas la losa del piso debe consistir en una losa de espesor uniforme o una "losa

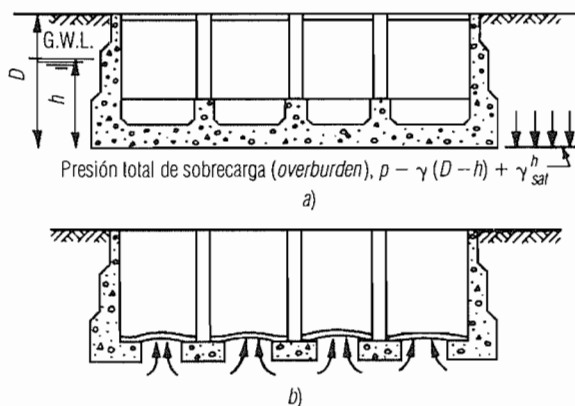


Figura 5.27. Diseño de losas del piso del sótano donde éstos actúan como losas flotantes. a) Losa diseñada para resistir la presión total de sobrecarga (*overburden*) + capacidad de carga neta. b) Método equivocado en el diseño de losas no capaces de resistir el esfuerzo total de sobrecarga (*overburden*).

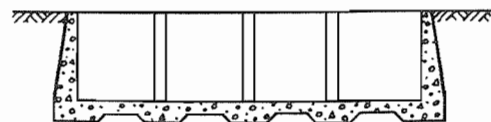


Figura 5.28. Suelo del sótano diseñado para cargas ligeras de la superestructura.

plana" con áreas gruesas debajo de las columnas (figura 5.28). Con la finalidad de evitar un agrietamiento de la losa del piso no debe haber cambios abruptos de partes delgadas a gruesas de la losa y la unión de ésta al piso con las bases de las columnas y las cimentaciones del muro se deben proveer con un chaflán generoso como se muestra en la figura 5.28. Esto evitará concentraciones de esfuerzos en las uniones. Para presiones de carga altas es usualmente necesario colocar una rejilla de vigas rectas pesadas y reforzadas (figura 5.27a). El sistema de bases de columnas independientes con una losa aligerada de piso (figura 5.27b) se puede usar en el suelo donde se espera que los asentamientos y el levantamiento del mismo sean insignificantes, es decir, donde el suelo no es necesario para propósitos de flotación sino solamente para su función en la planeación del edificio.

Las losas del piso de sótanos piloteados deben tener también una continuidad estructural si hay un riesgo de presión desarrollándose en la superficie inferior debido a la dilatación del suelo o a la fluencia de los pilotes (véase sección 5.5) o donde la presión del agua actúa en la losa. La continuidad se da uniendo la losa del piso con los cabezales de los pilotes como se muestra en la figura 5.29a. Donde no hay riesgo de que alguna carga se transfiera a la losa, se puede diseñar sin una conexión estructural a los cabezales de los pilotes, o a la viga cubierta que soporta el muro de retención (figura 5.29b).

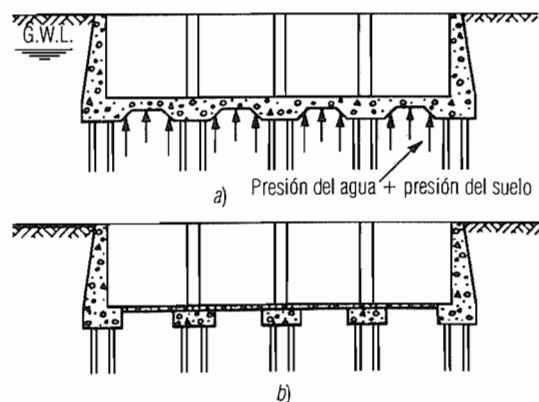


Figura 5.29. Diseño de pisos para sótanos apilados. a) La carga se transfiere hasta la superficie inferior del piso. b) Ninguna carga se transfiere hasta la superficie inferior del piso.

5.8. APLICACIÓN DE MÉTODOS BASADOS EN COMPUTADORAS PARA EL DISEÑO DE LOSAS Y LOSAS PILOTEADAS

5.8.1. Losas

Los perfiles de los asentamientos y las presiones de contacto del suelo para losas de cimentación dependen de la rigidez relativa de suelos y de la losa de soporte. El uso de métodos desarrollados en computadora es una necesidad para el análisis detallado de estos casos, donde los aspectos de interacción suelo-estructura de losas de cimentación son significativos; por eso se dice que es poco realista asumir que una losa ha sido indefinidamente rígida o flexible. El desarrollo de una representación apropiada del comportamiento del suelo es de la mayor dificultad para sobreponerse al perfeccionamiento de métodos para emprender estos análisis.

Modelo de “flexionadores” Winkler

Inicialmente este acercamiento fue el más ampliamente adoptado. Éste consiste en representar el suelo que soporta una losa por resortes verticales discretos. Por lo común la losa es modelada como un emparrillado equivalente, o rejilla de vigas conectadas rígidamente (figura 5.30). El modelado de una losa sujeta a la flexibilidad, como un emparrillado, tiene una larga historia, particularmente en el análisis de plataformas para puentes. Los programas estándar de computación permiten modelar emparrillados soportados en flexiones disponibles desde la década de los 60, y era de esperarse que los ingenieros aplicaran la técnica para el diseño de losas. Después, el uso de emparrillados fue remplazado por placas de unión de elementos finitos (figura 5.30) que proveen una mayor versatilidad en los resultados de modelado como carac-

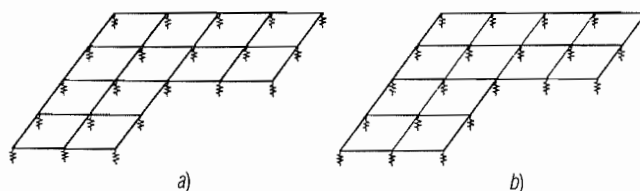


Figura 5.30. Modelos de losa usando resortes discretos para representar los suelos: a) Losa modelada como emparrillado de vigas en los resortes Winkler; b) Losa modelada como elementos finitos de cimbra de la placa Winkler.

terísticas, formas irregulares, aperturas en el plano y variaciones en el espesor de la losa. Los propósitos generales de los programas de elemento finito típicamente incluyen ambos elementos de unión de placas y soportes de flexión y ofrecen la siguiente etapa de modelado de la losa más allá de los emparrillados estándar en resortes.

Sin embargo, aunque ambos elementos, emparrillado y de unión de placas, son aceptables para representar la flexibilidad de una losa, el uso de “flexionadores” Winkler es cuestionable por su inhabilidad para replicar la interacción, debida a la fuerza transferida a la masa del suelo, de asentamientos a puntos separados en la superficie del suelo. Desde la mitad de la década de los 70 autoridades en la materia han expresado reservas en el uso de “flexionadores” Winkler en el modelaje de losas. Por ejemplo, Brown^{5.13} remarcó que “el supuesto de Winkler recuerda lo que siempre ha sido, una conveniencia matemática más que una realidad física”. Un reporte producido por la Institution of Structural Engineers (Institución de Ingenieros Estructurales)^{5.14} comentó que el modelo de “flexionadores” Winkler no puede ser recomendado para el análisis de losas, que eso fue un modelo físico pobre, y puede dar resultados erróneos. Más recientemente, Hooper^{5.15} declaró que el método puede dar buenos resultados en ciertos casos. El método no es lo bastante general para propósitos prácticos y puede conducir a errores. Con respecto a la dependencia del problema, Mawditt^{5.16} concluyó que el modelo de “flexionadores” Winkler dará resultados satisfactorios para el diseño estructural de una losa flexible donde, entre otros requisitos, la carga pueda ser aproximada a una carga de un solo punto. Esta es una limitación severa cuando se compara con las configuraciones de la carga que necesitan ser consideradas en la mayoría de los casos prácticos del diseño de una losa.

Los límites para la aplicación segura del modelo de “flexionadores” Winkler no han sido bien reconocidos por varios ingenieros de diseño, y su uso no es recomendado como una práctica general. Es mucho mejor usar técnicas que puedan modelar el comportamiento de la interacción losa-suelo con más realismo sobre un amplio rango de condiciones prácticas.

Métodos de elementos de límite/elementos de superficie

El área de análisis y diseño de losas es aquel en el que los métodos de elemento de límite o de elemento casi de límite han logrado un uso muy extenso. La manera usual de llevar a cabo un análisis incluye el uso de métodos de unión de placas

de elemento finito para modelar la losa, y los elementos límite para modelar el suelo. Se debe notar que el uso del término "elemento de superficie" es, a veces, preferido para el "elemento de límite" en estas aplicaciones ya que los métodos adoptados raramente incluyen el tipo de ecuación integral de formulación que es por lo común asociado con el método de elemento límite.

La primera idealización del suelo considerada es aquella de elasticidad lineal, espacio medio isotrópico; esto es, que se considera que el suelo tiene una profundidad infinita y propiedades elásticas y lineales constantes a toda la profundidad. Los elementos de unión de placas de la losa son definidos por una malla bidimensional con puntos de nudo específicos. La superficie del suelo bajo la losa es definida por una malla equivalente y puntos de nudo. Al usar la formulación de Boussinesq (véase sección 2.6.4), es posible generar valores para desplazamientos verticales a cualquier punto de nudo en la superficie del espacio medio elástico lineal debido a la aplicación de una fuerza vertical a cualquier otro punto de nudo, por ejemplo:

$$\delta_j = P_i f_{ij} \quad (5.3)$$

donde

δ_j = desplazamiento vertical al punto j

P_i = fuerza vertical al punto i (igual al producto de presión en el punto i y un área de malla asociada con el nodo i)

f_{ij} = término de flexibilidad dependiente de propiedades elásticas del espacio medio y de la distancia entre los puntos i y j .

Al considerar un total de puntos de nodo n , el desplazamiento vertical acumulativo en j es dado por

$$\delta_j = \sum_{i=1}^n P_i f_{ij} \quad (5.4)$$

La relación entre los desplazamientos y las fuerzas para todos los nudos se puede expresar en una forma matricial como:

$$\{\delta\} = [F_s][P] \quad (5.5)$$

donde $[F_s]$ es la matriz de flexibilidades del suelo y $\{\delta\}$ y $[P]$ son vectores de desplazamientos y fuerzas respectivamente. La inversa de la matriz de flexibilidad del suelo es la matriz de rigidez del suelo $[K_s]$ y

$$[K_s]\{\delta\} = [P] \quad (5.6)$$

La relación entre las cargas aplicadas $\{Q\}$, las fuerzas de contacto losa-suelo $[P]$ y los desplazamientos $\{\delta\}$ para los elementos de unión de placas de la losa es

$$[K_r]\{\delta\} = \{Q - P\} \quad (5.7)$$

donde $[K_r]$ es la matriz de rigidez de la losa.

Al sustituir la ecuación 5.6 en la ecuación 5.7 da

$$[K_r + K_s]\{\delta\} = \{Q\} \quad (5.8)$$

Al conocer $\{Q\}$ y $[K_r + K_s]$ este juego de ecuaciones lineales y simultáneas puede ser resuelto para dar valores de un punto nodal de desplazamientos $\{\delta\}$ y por lo tanto, por una sustitución anterior los valores del punto nodal de una presión de contacto losa-suelo y momentos de unión de losas.

Aunque la idealización del espacio medio elástico se remite a la teoría clásica elástica hay pocas situaciones prácticas en las que se aproxima. La siguiente etapa en el desarrollo de técnicas de elemento de superficie y técnicas de elemento de límite incluyen consideraciones directas de las capas del suelo y variaciones de la rigidez del suelo con profundidad dentro de las capas. El supuesto básico es que, dentro de la masa heterogénea del suelo debajo de la losa, la distribución del esfuerzo debido a cargas verticales aplicadas en la superficie es la misma que la interior de un medio elástico semi infinito, pero que el esfuerzo vertical en cualquier elevación es entonces gobernada por las propiedades elásticas definidas del suelo en la elevación.

La masa del suelo tiene una profundidad total definida en la base en la que se supone que el desplazamiento vertical será cero. La masa del suelo se divide entonces en un número de subcapas horizontales, y la fuerza vertical calculada en el nivel de la mitad de cada subcapa está dada para aplicarse por todo su espesor. Los desplazamientos totales de la superficie en cualquier punto se obtienen por la suma de deflexiones verticales dentro de las subcapas debajo de este punto, por lo tanto, los términos de la matriz de flexibilidades se pueden computar. Este acercamiento es un equivalente del método Steinbrenner del cálculo de asentamientos (sección 2.6.6).

El supuesto de que un patrón de fuerza para un continuo semiinfinito es aplicable a un subsuelo estratificado es claramente aproximación. Habrá una subestimación de fuerzas verticales cerca del nivel dado de cero desplazamientos (figura 5.31) y, en el caso de una capa rígida de la superficie extendida sobre suelos blandos, puede sobrestimarse la fuerza vertical en los niveles de arriba de los suelos blandos (figura 5.32). Sin

embargo, la aproximación es un avance en el modelo ideal continuo y semiinfinito y dará resultados muy satisfactorios sobre un amplio rango de circunstancias, como se ha demostrado en un número de casos publicados. El método se ha extendido también para incluir características como rendimiento local del suelo cuando las presiones de contacto alcanzan un valor limitado y pérdida de contacto entre el suelo y la losa en zonas donde un esfuerzo vertical podría desarrollarse de distinta manera en la superficie del suelo. Es normal considerar una interfase plana entre la losa y el suelo. Este es un supuesto conservador respecto a los asentamientos y momentos calculados en las uniones de las losas y en cualquier evento de alcance en que la cortante horizontal pueda ser soportada en la interfase de la losa y el suelo es difícil de cuantificar.

La figura 5.33 muestra los resultados obtenidos por Wood^{5.17} cuando aplicó el método para computar asentamientos de una estructura de un plano de forma irregular. Los resultados obtenidos coincidieron favorablemente con las dimensiones del lugar y se pueden comparar con los resultados de un análisis de un plano de fuerza del elemento finito.^{5.18} Wood también obtuvo valores calculados para la comparación con asentamientos medidos en cimentaciones de losas circulares sobre yeso. En

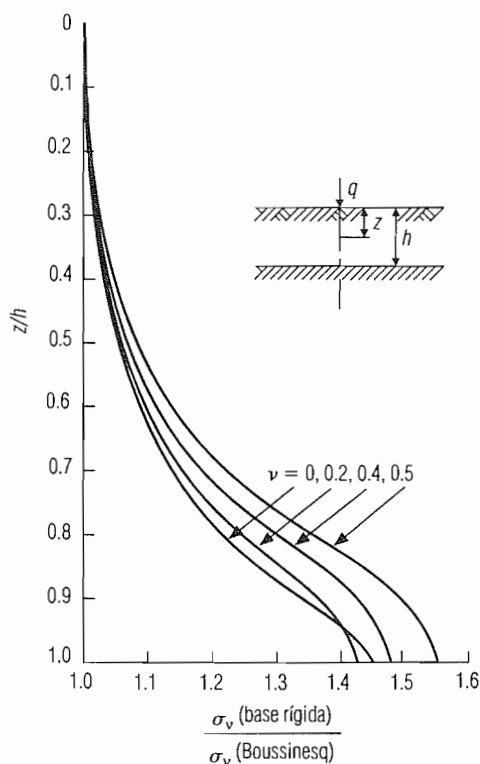


Figura 5.31. Baja predicción por la teoría de Boussinesq de un esfuerzo vertical cerca del límite bajo la capa finita (tomado de Padfield y Sharrock^{2.29}).

este caso la tolerancia permitida para un rendimiento local del yeso y valores medidos y calculados se muestran en la figura 4.34.^{5.19} Hooper y West^{5.20} dijeron que el método de análisis simplificado de estrato continuo descrito arriba era altamente satisfactorio en la mayoría de los casos prácticos. Hooper^{5.15} describió ocho análisis de losa que implican su uso. También modificó el método con el fin de obtener resultados para losas en estratos en los que su espesor o propiedades del material varían en dirección horizontal, así como en la vertical.^{5.21}

En la minoría de los casos donde el método simplificado de estrato continuo se considera inadecuado se debe adoptar un método más riguroso como el descrito por Hooper y West.^{5.20} El método implica la obtención de soluciones explícitas para los estratos de capas por medio del método de transformación integral. Ellos dieron varios ejemplos que implican su uso. Las figuras 5.35, 5.36 y 5.37 ilustran su aplicación para una complicada losa de forma plana circular en un estrato poco profundo. La figura 5.37 es interesante porque también muestra resultados para el método simplificado de estratos, para el método de espacio medio isotrópico y para el método de "flexionadores" Winkler. Se puede ver que para las condiciones representadas en la figura 5.37 los métodos simplificados y rigurosos de estrato dan resultados similares, pero los otros métodos mostraron diferencias marcadas. También lo que se muestra en la figura 5.37 son resultados para un análisis ignorando el efecto estructural de la losa, esto se puede com-

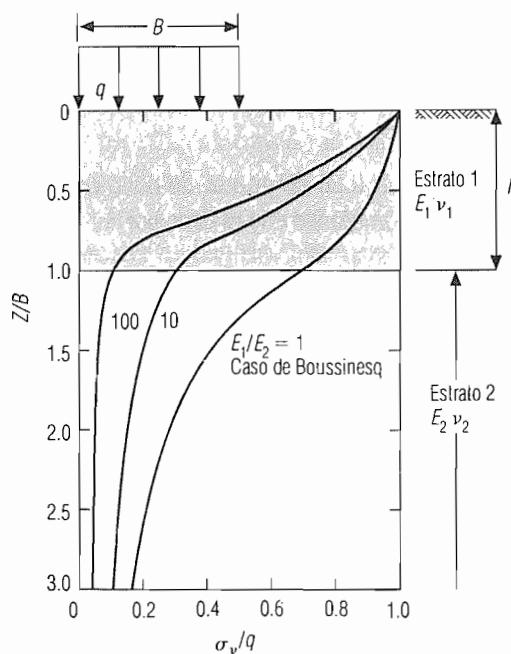


Figura 5.32. Reducción en el esfuerzo vertical como resultado de una capa superior rígida (tomado de Padfield y Sharrock^{2.29}).

parar con predicciones tradicionales para el asentamiento de cimentaciones flexibles.

Métodos de elemento finito

Por comparación con otras áreas de la ingeniería de cimentaciones, los métodos de elemento finito se aplican muy poco al modelo del suelo en el análisis y diseño de cimentaciones de losa. La razón principal de esto es el costo. Para una losa de forma irregular, y hasta para una losa rectangular, una representación correcta de elemento finito del suelo requiere del uso de elementos tridimensionales que implican típicamente mucho más tiempo de cómputo que los métodos equivalentes de elemento de límite/superficie descritos antes. El incremento del costo asociado no se puede justificar en un ambiente comercial. El análisis de elemento finito bidimensional se limita aun para los pocos casos que puedan representarse en fuerza directa (de losas de proporción de alto aspecto con cargas efectivamente continuas en dirección lon-

gitudinal) o para casos axisimétricos (simétrica cerca de un eje vertical de rotación) que son en efecto limitados a losas flexibles circulares sujetas a carga axisimétrica, y para la que se dispone un número de soluciones estándar elásticas; por ejemplo, de Poulos y Davis.^{5.22}

En general, se recomienda que donde un diseño de losa implica métodos basados en computadoras, se hace uso de programas basados en el método de estrato simplificado descrito antes, incluyendo la representación del rendimiento del suelo y una separación de la losa del suelo. Dichos programas están disponibles generalmente en el Reino Unido desde la década de los 70^{5.23} y existe un número importante de casos de estudio publicados que se pueden usar para ejercicios de verificación.

5.8.2. Losas piloteadas

Al seguir las observaciones anteriores, no es sorprendente que los "métodos" de elemento finito sean usados muy poco

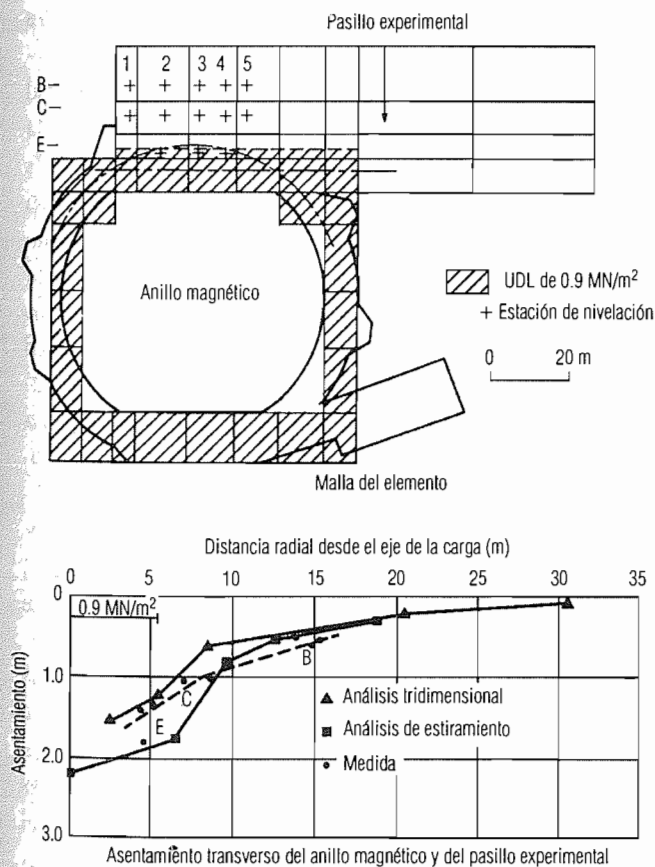


Figura 5.33. Comparación entre los asentamientos de losa medidos y calculados (tomado de Wood^{5.17}).

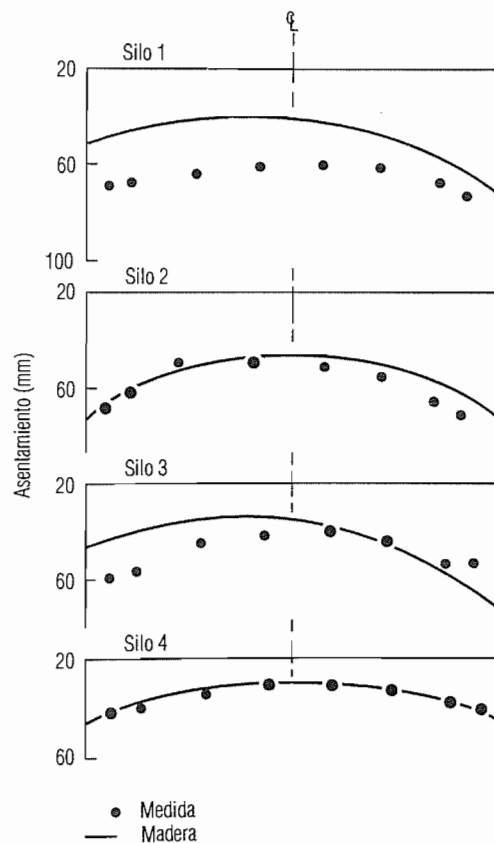
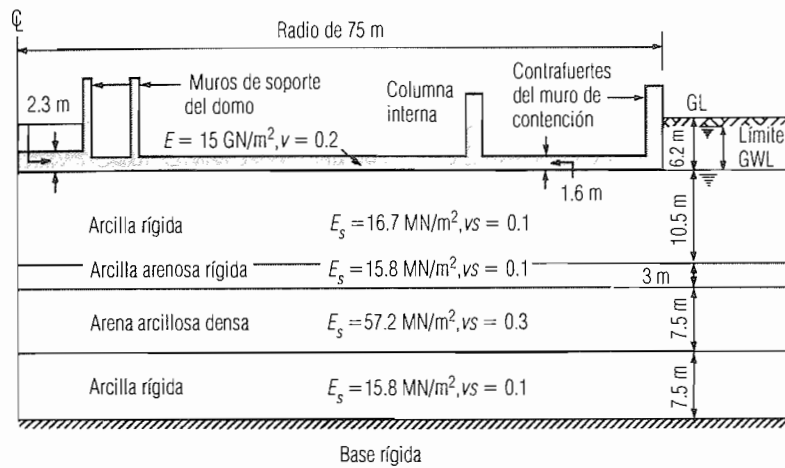


Figura 5.34. Comparación de los asentamientos medidos y calculados de cimentaciones de losa de silo sobre tiza (tomado de Wood^{5.19}).



en la modelación de todos los componentes de sistemas de suelos de losas piloteadas. El modelo tridimensional de tales sistemas de losas piloteadas por elementos finitos serán exorbitantemente caros para usarse como técnica de diseño general, como se aprecia de los detalles mostrados en la figura 5.38 de un modelo de elemento finito de un grupo de tres por cinco pilotes; se podrá notar también que, sobre las bases de simetría, sólo un cuarto de este grupo de pilotes de modesta medida ha sido modelado. Un modelo de elemento finito bidimensional se usó por Hooper^{5,11} que adoptó una idealización axisimétrica para el análisis de la cimentación de losa pilo-

teada en el Hyde Park Cavalry Barracks, en Londres. El modelo de Hooper para este análisis se ilustra en la figura 5.39.

La combinación del elemento finito de unión de placas y el método de elemento de límite/superficie de la teoría simplificada de estratos descrito antes, ha encontrado una razonable y amplia aplicación en el análisis de losas en grupos de pilotes espaciados muy cercanamente. En este caso, el grupo de pilotes se modela como una losa equivalente a una profundidad hacia el nivel de la punta del pilote. Wood^{5,25} ha descrito esta forma de análisis aplicado a un bloque de oficinas de seis pisos cimentado en pilotes barrenados de gran diámetro en arcilla London. En este ejemplo los valores medidos de asentamientos estuvieron disponibles, y Wood concluyó que la mejor representación de los valores medidos se obtenía localizando la losa equivalente a una profundidad en el límite de 0.5 a 0.8 de la penetración del pilote en la arcilla London. Una comparación de valores medidos y de resultados para la losa equivalente a una profundidad igual a 0.7 de la penetración del pilote en la arcilla London se da en la figura 5.40. Hooper^{5,15} describió un análisis similar para el diseño de una cimentación de losa piloteada en una torre de oficinas en Lagos, Nigeria; en este caso la losa equivalente se modeló al nivel de la punta del pilote.

Hain y Lee^{5,26} usaron como modelo una combinación de elemento finito de unión de placa para una losa y factores de interacción para los efectos de pilote-pilote, pilote-superficie, superficie-pilote y superficie-superficie. Las aproximaciones permitidas se hicieron para efectos de heterogeneidad del suelo, los valores de corte afuera de carga del pilote, y el rendimiento localizado del suelo. Hooper^{5,27} comentó que este método particular de análisis se puede tratar con un grado

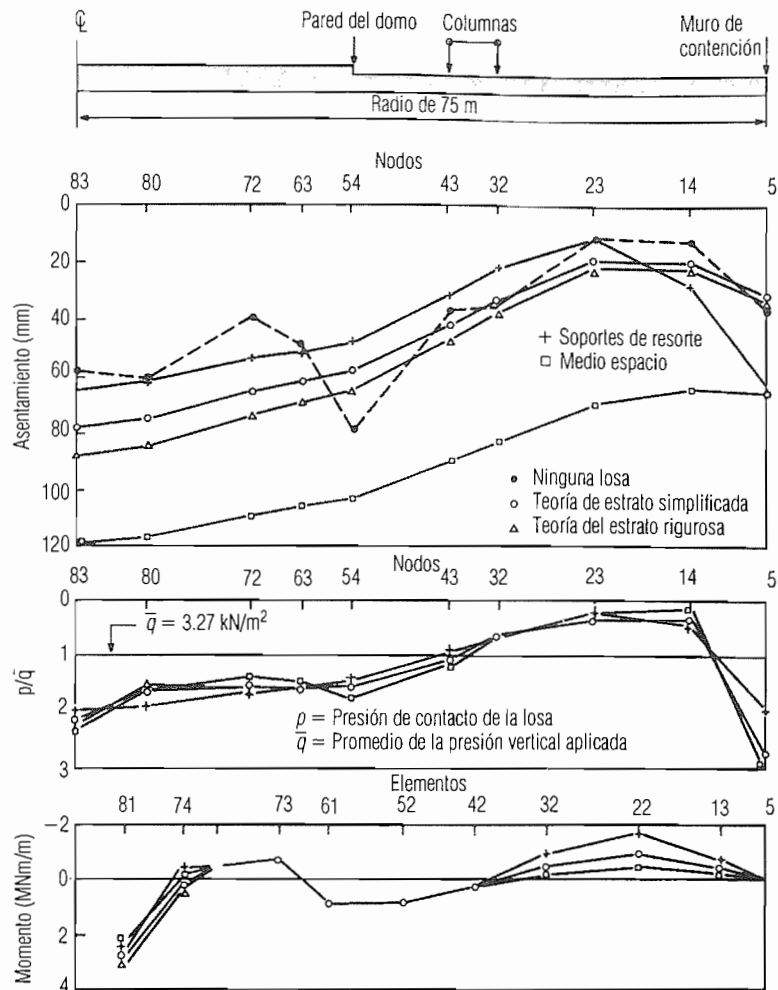


Figura 5.37. Resultados con diferentes modelos de suelos en el análisis elástico de la cuarta losa del sótano (tomado de Hooper y West^{5.20}).

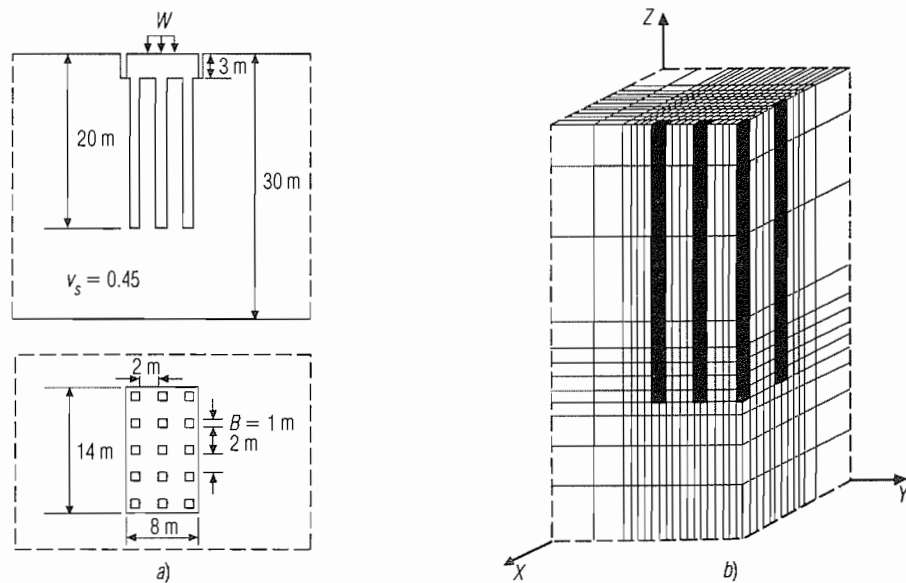


Figura 5.38. Modelo del elemento finito tridimensional del grupo del pilote: a) Geometría del grupo de pilotes; b) Modelo del elemento finito (tomado de Ottaviani^{5.24}).

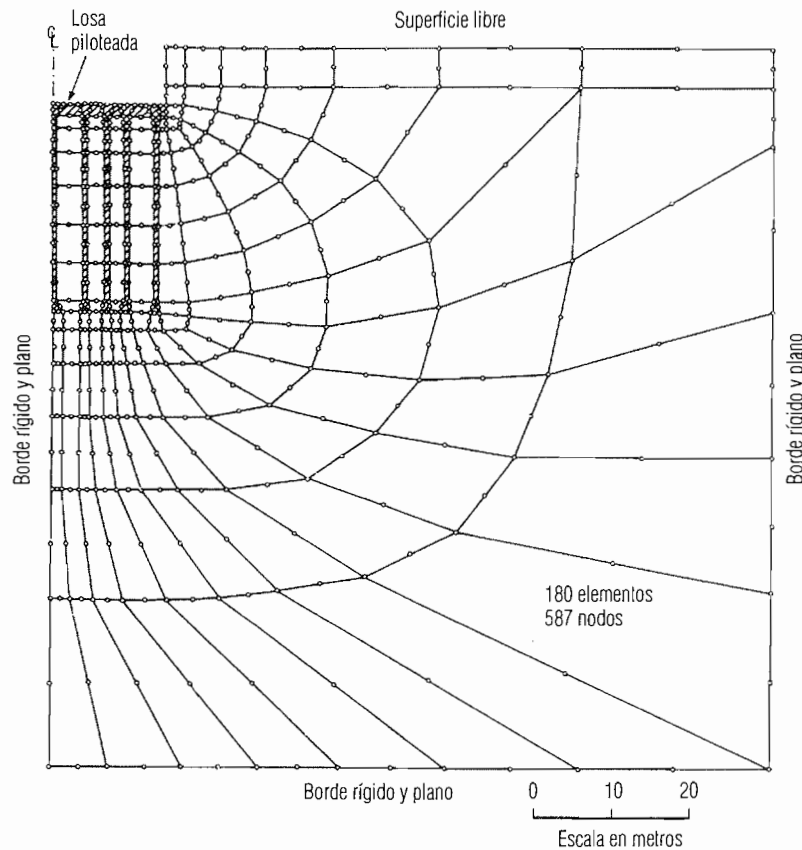


Figura 5.39. Modelo axisimétrico de elemento finito de una cimentación de losa piloteada (tomado de Hooper^{5.27}).

razonable de confiabilidad en donde los pilotes son espaciados ampliamente y la rigidez del suelo es lo bastante uniforme al nivel de la cabeza del pilote a profundidad considerable debajo del nivel de la punta del pilote. La figura 5.41 muestra los resultados obtenidos por Hain y Lee para un porcentaje de carga tomado por los pilotes en un grupo de ocho por ocho que soporta una losa. En la figura K_R y K_p son parámetros relativos de rigidez dados por Hooper^{5.27} en la forma:

$$K_R = \frac{4E_R(1 - \nu_s^2)}{3\pi E_s} \left(\frac{t_R}{B_r} \right)^2$$

$$K_p = \frac{E_p}{E_s}$$

donde

E_R = Módulo de Young del material de la losa

E_p = Módulo de Young del material del pilote

E_s = Módulo de Young de la masa del suelo

B_r, t_R = Envergadura y espesor de la losa

ν_s = Proporción de Poisson del suelo.

Un avance en el acercamiento de Hain y Lee se incorpora en un programa de computadora PILRAFT descrito por Padfield y Sharrock.^{2.29} Aquí se usa una teoría de transformación integral para realizar una mejor representación de los efectos de estratificación del suelo y de las variaciones de la rigidez del mismo con la profundidad. Ellos describieron la aplicación de PILRAFT al análisis anterior de una losa con pilotes instrumental en arcilla London con una producción subsecuente de un diseño alternativo en el que las longitudes de los pilotes son variadas a través de la losa con el objetivo de minimizar asentamientos diferenciales (véase sección 5.6).

Ya que está pendiente la amplia disponibilidad y la confianza en programas como el PILRAFT, el diseñador de una cimentación de losa sobre pilotes con pilotes espaciados cercanamente, debe adoptar el análisis de computadora de la forma de losa equivalente descrito por Wood^{5.25} o Hooper.^{5.15} Sin embargo, se debe notar que el método de losa equivalente no es capaz de definir proporciones relativas de carga soportada por los pilotes y por la losa.

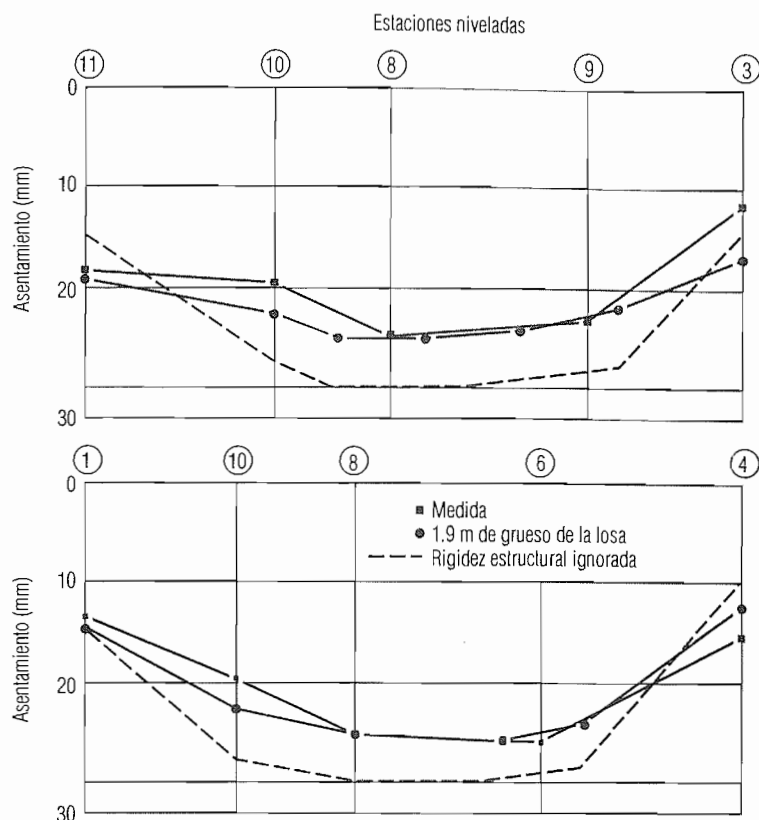


Figura 5.40. Perfiles calculados y medidos de los asentamientos para una losa sobre pilotes poco espaciados modelados como una losa equivalente (tomado de Wood⁵²⁵). (Modelo de un suelo transversal isotrópico $\nu/H = 0.7$ donde ν es la profundidad para la losa equivalente y H es la profundidad para el nivel de la punta del pilote.)

5.9. SÓTANOS IMPERMEABLES

Lo esencial en la preparación de un esquema para sótanos impermeables es asegurarse de que la membrana u otra barrera para excluir agua seaalzada a una altura suficiente. La información en niveles de agua del suelo obtenidos de perforaciones no es siempre una guía confiable para determinar el nivel restante del nivel freático alrededor de los muros del sótano completo. Por ejemplo, el sótano podría ser construido en un lugar inclinado y así formar una barrera que impida la filtración de agua subterránea a través del lugar. Esto dará como resultado un aumento en el nivel del manto freático en el lado ascendente de la estructura. Sin embargo, después de la terminación del sótano, el agua se puede coleccionar en el espacio relleno alrededor de los muros, especialmente si el relleno se colocó en estado suelto. El espacio debe actuar como un sumidero para el agua de la superficie alrededor de los muros, y esta agua puede aumentar cerca del nivel del terreno.

El único método satisfactorio de asegurar la impermeabilidad en una estructura subterránea bajo el nivel freático es

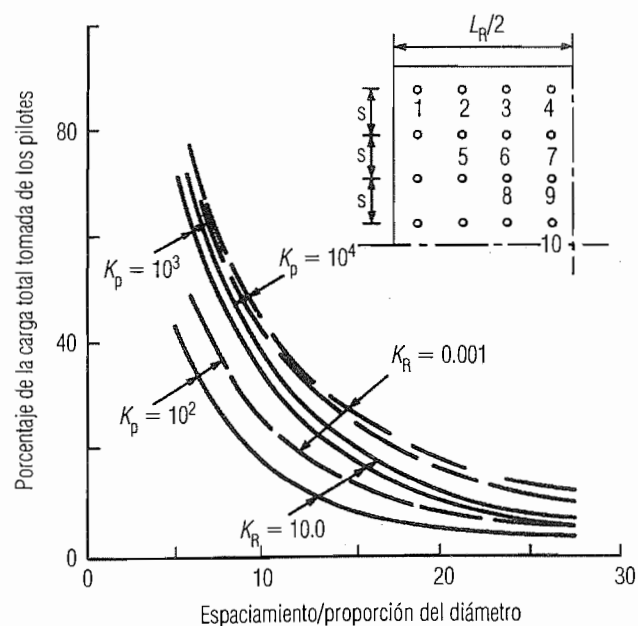


Figura 5.41. Porcentaje de carga tomada por un grupo de pilotes de 8×8 para una cimentación de losa piloteada $L/d = 25$ $\nu_s = 0.5$, donde L es la penetración del pilote, d es el diámetro del pilote, y ν_s es la proporción de Poisson del suelo (tomado de Hain y Lee⁵²⁶).

rodearlo con una membrana impermeable. Este proceso es llamado "tanqueado", y el asfalto es el material normalmente usado para la membrana. Una alternativa al asfalto es el uso de paneles "Volclay". Estos son paneles de cartón acanalado de 1.22×1.22 m por 5 mm de espesor. Las acanaladuras en los paneles se rellenan con bentonita de Wyoming. Las juntas de los paneles se traslapan y alternan. Cuando se moja la bentonita y se hincha se forma un gel que suministra un sellado flexible y permanente. Existen aditivos patentados para cemento que se venden para "impermeabilizar" el concreto. Algunos de estos son inútiles, mientras que otros pueden ser satisfactorios por un tiempo y después perder sus efectos. Sin embargo, un concreto denso de buena calidad se puede producir por la única razón de que las instrucciones dadas por los fabricantes incluyen una proporción cuidadosa de los materiales, y así como la colocación y compactación del concreto, son los adecuados, ya que cuando un cemento Portland normal se usa para colocarse en un sótano, dichas precauciones no son siempre seguidas fielmente.

Algunos ingenieros creen que el "tanqueado" de los subsuelos con asfalto es un gasto innecesario. Éste cuesta un 20 % más que un sótano "no-tanqueado" y si sólo una parte de este dinero se utiliza para incrementar la calidad del concreto y asegurar una supervisión cuidadosa de colocación y de la preparación, entonces la estructura resultante será justo como a prueba de agua. Proclaman que ocurren tantos casos de filtración en sótanos "tanqueados" así como con estructuras "no tanqueadas". Esto puede ser verdad. Es cierto que las fugas en un sótano "tanqueado" son más difíciles de sellar porque es imposible determinar el punto de entrada del agua, puesto que en un subsuelo "no tanqueado" el punto de filtraciones puede ser visto y sellado.

Aunque un concreto de buena calidad es para todas las intenciones y propósitos imprevistos, las juntas de construcción son siempre una fuente potencial de filtración. La junta en la base de los muros es un caso particular ya que el reforzamiento casi siempre se acumula en este punto. Los mejores tipos de juntas prefabricadas son las que se colocan en la parte de afuera de la estructura y están pegadas contra el suelo o la cimbra. El concreto se coloca sólo contra un lado de la zapata de la junta con un riesgo menor de descolocación del material o de formar huecos en el concreto. El autor adoptará un "tanqueado" para la impermeabilización de un sótano de preferencia a una estructura "no-tanqueada". Las imperfecciones en el colado del concreto y la preparación de las juntas son más probables que ocurran debido al uso estándar de un empleado inhábil en el "tanqueado" que las imper-

fecciones en el "tanqueado" de asfalto puesto por un experimentado artesano que aprecia la necesidad de cuidar los detalles en la manera de ejecutar un trabajo.

5.9.1. Materiales de "tanqueado"

El "tanqueado" de asfalto se puede aplicar por cualesquiera de las tres capas de asfalto de masticque caliente paletado en las superficies, o por varias capas de fieltro bituminoso. Este último método es generalmente considerado como inferior a la aplicación paletada debido a la dificultad de asegurar un sellado completo en las juntas y recubrimientos, en especial en detalles complicados de recubrimiento en ángulos internos. Una hoja plástica de resinas sintéticas se usó en algunas extensiones, particularmente en el continente europeo, aunque no ha suplido el "tanqueado" de asfalto.

Los materiales para el "tanqueado" de asfalto están cubiertos por las British Standard (Normas Británicas) 1097, "Mastic asphalt for tanking and damp proof course" (agregado de piedra caliza), y British Standard 1418, Mastic asphalt for tanking and damp-proof courses (agregado de asfalto de roca natural)".

5.9.2. Aplicación de "tanqueo"

El asfalto de masticque se calienta en el lugar fundiendo bloques quebrados en calderos; para trabajos pequeños se puede llevar al lugar en una condición caliente en mezcladoras de agitación mecánica. La temperatura del asfalto fundido no debe, en ningún momento, exceder 215 °C. Los siguientes puntos en la manera de aplicar el trabajo se describen en el CP 102: 1973, "Protection of buildings against water from the ground" ("Protección de edificios contra el agua subterránea"):

1. Las cimentaciones deben mantenerse secas, con un bombeo continuo, cuanto sea necesario hasta que se aplique todo el asfalto y se coloquen las capas protectoras.
2. El asfalto horizontal se debe cubrir por 50 mm de mortero de cemento arenoso puesto tan pronto como cada sección del asfalto se complete para proteger el asfalto contra el daño por tráfico, materiales de construcción y barras de refuerzo.
3. El asfalto debe ser continuo y por lo tanto colocado debajo de todas las columnas.
4. Si el asfalto se aplica a un muro trasero (aplicado internamente), el espacio entre la parte interna del asfalto y el

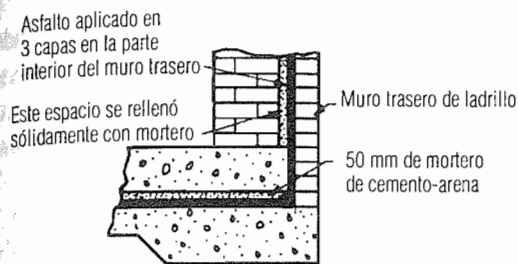


Figura 5.42. Tanque de asfalto para el muro de ladrillo del sótano donde el asfalto se aplica en el muro trasero de ladrillo (aplicado internamente).

muro interior (estructural) deben ser lechados sólidamente para impedir el movimiento sobre la presión externa del agua (figura 5.42).

5. Donde se aplique el asfalto a la superficie externa del muro de retención (aplicado externamente), debe dejarse un espacio de trabajo de 0.6 m, en que se ejecutará el trabajo, y construirse un muro de protección de un ancho de 100 mm afuera del asfalto para protegerlo del daño por piedras filosas, ladrillos y materiales similares en el relleno.

6. Para una aplicación externa de asfalto, se debe colocar un retallo horizontal de por lo menos 150 mm de ancho para hacer un chaflán satisfactorio de doble ángulo y una conexión para ser formada con el asfalto vertical.

7. Los ángulos internos y externos deben ser achaflanados apropiadamente para permitir que el asfalto sea llevado aun alrededor del ángulo sin variación en el espesor.

8. El trabajo de ladrillos debe tener todas las juntas horizontales inclinadas hacia afuera y limpias para proporcionar una buena llave al asfalto; el concreto *no* debe tener una superficie plana.

9. El "tanqueado" de asfalto debe ser aplicado en tres capas en un espesor total de no menos de 30 mm para un trabajo horizontal y no menor a 20 mm para un trabajo vertical.

10. Los ángulos internos deben ser previstos con chaflanes de asfalto aplicados en dos capas y terminados con un ancho cercano a 50 mm en la superficie (figura 5.43).

No es siempre fácil decidir cuál "tanqueado" de asfalto debe aplicarse a la cara externa del muro estructural o a la

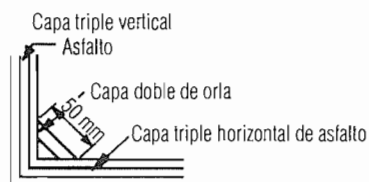


Figura 5.43. Orlas formando un ángulo interno.

cara interna de una protección externa o un muro trasero. Lo que es cierto es que el asfalto es inútil en la cara interior del muro estructural. El concreto nunca se puede aplicar para ser completamente a prueba de filtración, ya que la presión del agua transmitida a través del muro estructural empujará rápidamente hacia afuera el asfalto, formando burbujas largas de agua que eventualmente se romperán, por tanto destruirá la impermeabilidad del "tanqueo".

Si el asfalto se aplica a la cara externa del muro estructural completo, puede ser fácilmente inspeccionado para evitar imperfecciones antes que el muro de ladrillo protector se construya. Una vez que el muro está en posición, el "tanqueo" no puede dañarse a menos que un movimiento mayor de la cimentación cause grietas anchas en la estructura. Este método de aplicación del "tanqueo" se prefiere si el sótano está construido en una excavación con lados de pendiente donde se dispone de un cuarto amplio para la aplicación del asfalto. Sin embargo, si el método se usa donde el muro de retención se construye en una zanja, la excavación debe tener por lo menos 0.6 m de ancho en la cara exterior que es la excavación desechada y debe rellenarse. Por lo tanto, para economizar en los costos de excavación de una zanja se debe adoptar el método alternativo de aplicación de "tanqueado" a la cara interna del muro de protección. Cuando se coloca el concreto en el muro estructural es necesario tener mucho cuidado en mantener las varas apisonadas, palas o los vibradores fuera del asfalto, de otra manera habrá un daño al "tanqueado" no visible. Las bombas bajas del agua freática no deben cesar de trabajar hasta que los muros estructurales de concreto se hayan colocado y se obtenga su resistencia de diseño.

El método usual de tratar la impermeabilización de bases de columnas es formar huecos en el "tanqueado" (figura 5.44). De otra manera, el asfalto comúnmente traspasa el tope de bases apiladas (figura 5.45). Cuando el asfalto de mastique no está completamente confinado para prevenir la expulsión, se deben diseñar unos emparrillados a las columnas y cabezales de pilotes para limitar la presión en el asfalto a 640 kN/m² a temperaturas normales.

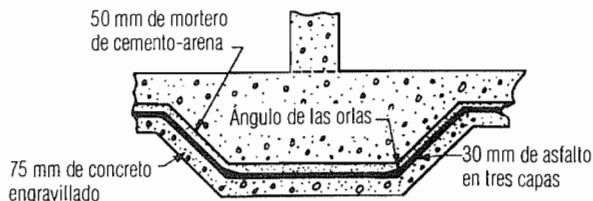


Figura 5.44. Tanque de asfalto bajo las bases de las columnas.

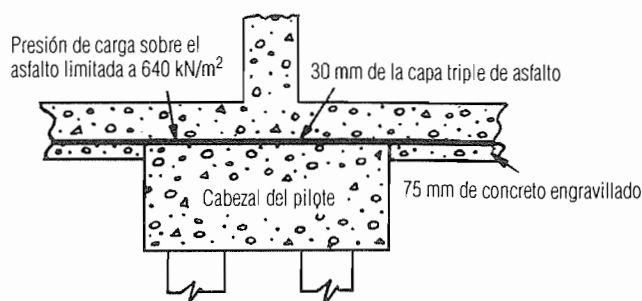


Figura 5.45. Tanque de asfalto sobre los cabezales de los pilotes.

5.9.3. Comportamiento con filtraciones en el sótano

Impermeabilizar un sótano “tanqueado” que está goteando puede ser una dificultad muy grande. Si los goteos ocurren a través de imperfecciones en el “tanqueo”, las acumulaciones del agua entre el “tanqueado” y la cara externa del muro estructural o del piso, emerge en la cara interna. El punto de emergencia puede estar a una distancia considerable del punto de goteo en el “tanqueado”, haciendo la fuente de goteo imposible de rastrear. Un revestimiento interior de asfalto o mortero de cemento para sellar el flujo no es efectivo en la mayoría de los casos en un sótano profundo, pues la presión del agua lo lleva fuera del muro, aunque dichas medidas pueden ser efectivas para niveles freáticos no superficiales. La lechada de la presión puede ser frecuente y algunas veces efectiva o parcialmente efectiva si se emprende por trabajadores con experiencia. La lechada debe hacerse desde afuera con el propósito de formar un revestimiento impenetrable de lechada afuera del “tanqueado” y forzando el último a un contacto cercano al muro estructural. Si la lechada se lleva hacia adentro en la parte interna del “tanqueado” la presión usada para inyectar el cemento puede causar que el asfalto explote hacia el exterior, empeorando de este modo la situación.

En el caso de muros gruesos y losas de pisos se puede lograr cierto éxito inyectando químicos fluidos o lechadas de resinas directamente en las grietas para sellarlas. Si la lechada falla, el único remedio (otro que no sea reconstruir el sótano) es tratar de tapar la fuente de agua por conductos y llevarlo a un cárcamo de bombeo, o si los desagües de la superficie existen a un nivel apropiado fuera del sótano, puede proveerse una capa de desagüe en la parte trasera del muro, conectada al sistema de desagüe. Aun si esta capa del drenaje no puede extenderse a la profundidad total del muro es importante a veces reducir la fuente que provoca una filtración al sótano. Una inspección cuidadosa del “tanqueo” durante cada etapa

de la construcción del sótano se debe llevar a cabo debido a la evidente dificultad de reparar las goteras, por lo tanto dicha inspección será ampliamente retribuida.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 5.1 Pike, C. W., y B. F. Saurin, “Bouyant foundations in soft clay oil refinery structures at Grangemouth”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 3, **1**, 1952, pp. 301-334.
- 5.2 Skempton, A. W., “Vane tests in the alluvial plain of the River Forth, near Grangemouth”, en *Géotechnique*, **1**, 1948, p. 111.
- 5.3 Somerville, S. H. y J. C. Shelton, “Observed settlements of multi-storey buildings on laminated clays and silts in Glasgow”, en *Géotechnique*, **22**, 1972, pp. 513-520.
- 5.4 Skempton, A. W., “Foundations for high buildings”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Parte 3, **4**, 1955, pp. 246-269.
- 5.5 *Design and Construction of Deep Basements*, Institution of Structural Engineers, Londres, 1975.
- 5.6 Measor, E. O. y G. M. J. Williams, “Features in the design of the Shell Centre, London”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **21**, 1962, pp. 475-502.
- 5.7 Ward, W. H., “Discussion on ref. 5. 6”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **24**, 1963, pp. 411-413.
- 5.8 Burland, J. A. y R. J. R. Hancock, “Underground car park at the House of Commons, London: geotechnical aspects”, en *The Structural Engineer*, **55**, 1977, pp. 87-100.
- 5.9 *Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1974.
- 5.10 McIntosh, D. F., A. J. R. Walker, D. J. Eastwood, M. Imamura y H. Docherty, “Hong Kong Mass Transit Railway, Modified Initial System, design and construction of underground stations and cut-and-cover tunnels”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **68** (1), 1980, pp. 599-626.
- 5.11 Hooper, J. A., “Observations on the behaviour of a piled raft foundation on London Clay”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **55**, 1973, pp. 855-877.
- 5.12 Cooke, R. W., D. W. Bryden-Smith, M. N. Gooch y D. F. Sillett, “Some observations on the foundation loading and settlement of a multi-storey building on a piled raft-foundation in London Clay”, en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **107** (1), 1981, pp. 433-460.
- 5.13 Brown, P. T., “Influence of soil inhomogeneity on raft behaviour”, en *Soils Found*, **14** (1), 1974, pp. 61-70.
- 5.14 “Structure-soil interaction, A state-of-the-art report”, en *Institution of Structural Engineers*, Londres, 1978.
- 5.15 Hooper, J. A., “Raft analysis and design-some practical examples”, en *The Structural Engineer*, **62 A** (8), 1984.

- 5.16 Mawditt, J. M., "The influence of discrete and continuum soil models on the structural design of raft foundations", en *MSc. dissertation*, Universidad de Surrey, Reino Unido, 1982.
- 5.17 Wood, L. A., "The economic analysis of raft foundations", en *International journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **1**, 1977, p. 397.
- 5.18 Moore, J. F. A. y C. W. Jones, "In situ deformation in Bunter Sandstone", en *Proceedings of Conference on Settlement of Structures*, Cambridge, Pentech Press, 1975, pp. 311-319.
- 5.19 Wood, L. A., "Discussion of Majid and Rahman, Non linear analysis of structure soil systems", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **73** (2), 1982, pp. 527-528.
- 5.20 Hooper, J. A. y D. J. West, "Structural analysis of a circular raft on yielding soil", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineer*, Londres, **75** (2), 1983, pp. 205-242.
- 5.21 Hooper, J. A., "Interactive analysis of foundations on horizontally variable strata", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **75** (2), 1983, pp.491-524.
- 5.22 Poulos, H. G. y E. H. Davis, *Elastic solutions for soil and rock mechanics*, Wiley, Nueva York, 1974.
- 5.23 Woods, L. A., "RAFTS: A program for the analysis of soil-structure interaction", en *Advances in Engineering Software*, **1**, 1978, p. 11.
- 5.24 Ottaviani, M., "Three-dimensional finite element analysis of vertically loaded pile groups", en *Géotechnique*, **25** (2), 1975, pp 159-174.
- 5.25 Wood, L. A., "A note on the settlement of piled stuctures", en *Ground Engineering*, **11** (4), Londres, 1978, pp. 38-42.
- 5.26 Hain, S. J. e I. K. Lee, "The analysis of flexible raft pile systems", en *Géotechnique*, **28** (1), 1978, pp. 65-83.
- 5.27 Hooper, J. A., "Review of the behaviour of piled raft foundations", en *Construction Industry Research and Information Association*, Report No. 83, 1979.

Capítulo

Cimentaciones con pilas y con cajones de excavación

6.1. DEFINICIONES

La función de cimentaciones con pilas y con cajones hidráulicos es permitir que las cargas estructurales sean colocadas a través de estratos profundos de suelo débil hasta un estrato firme que dará un soporte adecuado a la carga final y resistencia a cargas laterales. Las cimentaciones con pilas y con cajones hidráulicos también se usan en la construcción marítima y de ríos para permitir que las cimentaciones se coloquen abajo de las zonas de suelos afectados por lavado. Éstos cumplen una función similar a la de las cimentaciones sobre pilotes; la diferencia principal está en el método de construcción. En sentido estricto, un pila es un miembro estructural pesado que actúa como un apuntalador masivo, por ejemplo las pilas que soportan un puente sobre un camino de agua, o los soportes para las estructuras de puertas pesadas de una presa o un vertedero. Sin embargo, el término "cimentación con pilas" es ampliamente usado para describir una cimentación con zapata aislada y la columna enterrada, las cuales se construyen *in situ* en una excavación profunda. Esta definición distingue la cimentación de pila de la de cajón hidráulico o monolítico en que la estructura de la cimentación se construye *sobre* el nivel del terreno y se hunde al nivel de cimentación requerido como una unidad individual.

Se dan las siguientes definiciones:

Cajón: una estructura que se hunde a través del suelo o del agua con el propósito de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita y que subsecuentemente viene a ser una parte integral del trabajo permanente.

Cajón de excavación, caja: un cajón que es cerrado en el fondo pero abierto a la atmósfera en su extremo superior (figura 6.1).

Cajón de excavación, abierto: un cajón abierto en ambas partes en el fondo y en su extremo superior (figura 6.2).

Cajón de excavación, neumático: un cajón con una cámara de trabajo en la que el aire se mantiene sobre la presión atmosférica para prevenir la entrada de agua a la excavación (figura 6.3).

Monolítico: un cajón abierto de concreto denso y pesado o de construcción de mampostería, que contiene uno o más pozos para la excavación (figura 6.4).

Los cálculos para determinar presiones de carga permisibles y la resistencia para cargas laterales y levantadas son comunes a ambas cimentaciones con pilas y con cajón hidráulico; en consecuencia se discutirán juntas, una vez discutidos los aspectos de diseño y construcción por separado con ejemplos de pilas y cajones de excavación en sus distintas categorías.

6.2. PRESIONES DE CARGA PARA CIMENTACIONES CON PILAS Y CAJONES DE EXCAVACIÓN

La capacidad de carga final del suelo, debajo de cimentaciones con pilas y cajones, se puede calcular a partir del conocimiento de la fuerza cortante y de la densidad del suelo como se describe en la sección 2.3. El diseño y la construcción de

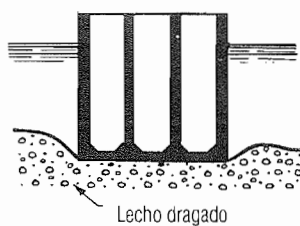


Figura 6.1. Cajón de caja.



Figura 6.2. Cajón abierto.

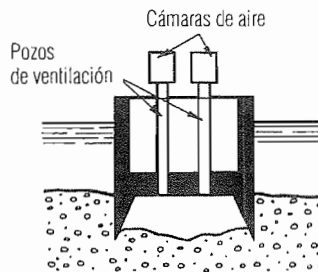


Figura 6.3. Cajón neumático.

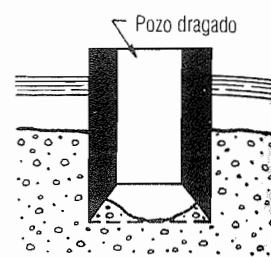


Figura 6.4. Monolito.

cimentaciones profundas sin ninguna forma de investigación del subsuelo no se debe contemplar, y una investigación detallada *in situ* y pruebas de laboratorio en el suelo son muy necesarias, pues la cimentación se puede diseñar y planear su construcción con base en un conocimiento completo de las condiciones del nivel freático y del suelo.

6.2.1. Fricción superficial

Además del soporte dado por el suelo bajo la base de una cimentación profunda, en ciertas circunstancias se obtiene un soporte adicional por fricción superficial con el suelo circundante a la cara externa de la subestructura. La capacidad total lograda se da entonces por la ecuación 2.21. Sin embargo, hay varias circunstancias en las que la fricción superficial o la adherencia se deben ignorar en contribución con la capacidad lograda. Esto incluye lo siguiente:

- a) si la profundidad de un cajón de excavación o una pila debajo del nivel de cimentación es menor que su ancho más corto;
- b) si el suelo sobre el nivel de cimentación es propenso a deslazarse;
- c) si el relleno compresible se coloca entre la estructura de la cimentación y los muros de la excavación;
- d) si en el hundimiento de un cajón, el suelo es socavado atrás del borde cortado, formando de este modo un boquerón alrededor de los muros que vienen a ser rellenos con material suelto o blando;
- e) si la pila del cajón es circundado por arcilla blanda o material de relleno;
- f) si el suelo es propenso a retrotraerse de la cimentación debido a la acción de secado.

Las cimentaciones con pilas y los cajones de excavación se ponen para obtenerse bajo un suelo suave o degradable, con-

secuentemente la fricción superficial juega una pequeña parte en aumentar sus capacidades de carga en la mayoría de los casos. En los casos donde la fricción superficial se puede permitir, por ejemplo, donde los pozos cimbrados se rellenan con concreto para formar cimentaciones con pilas para los edificios, o en que los cajones son sumidos en las condiciones de suelo donde la erosión o la "fricción superficial negativa" (sección 5.2) no pueda ocurrir, existe un pequeño punto en hacer cálculos elaborados de fricción superficial basados en la fuerza cortante invariable del suelo. Esto es porque el suelo siempre sufre alguna alteración, ya sea por dilatación o pérdida en una excavación abierta, o por tirones o arrastre durante el hundimiento del cajón de excavación. Por lo tanto, para todos los propósitos prácticos es satisfactorio adoptar "una regla de manejo" de valores de fricción superficial. Esto se puede comprobar durante el hundimiento de cajones por medidas reales de esfuerzos de hundimientos a varias etapas en el movimiento hacia abajo. Terzaghi y Peck^{6.1} dieron los valores mostrados en la tabla 6.1.

Los límites más altos de estos valores se deben usar con considerable precaución. Por ejemplo, el valor de 200 kN/m² para una arcilla rígida es más o menos equivalente a su fuerza cortante invariable. Mientras que una fricción superficial de este orden pueda ocurrir si se permitió que la arcilla quedara en un contacto esforzado por los muros de cajones de excavación; en la práctica actual sólo podrá ser posible hundir un

Tabla 6.1. Valores observados de la fricción superficial para cajones (tomado de Terzaghi y Peck^{6.1}).

Tipo de suelo	Fricción superficial (kN/m ²)
Arcilla suave y limo	7-30
Arcilla muy rígida	50-200
Arena suelta	12-36
Arena densa	33-67
Grava densa	50-100

cajón hasta una profundidad muy limitada en dichas condiciones. Para permitir que el hundimiento continúe, los bordes cortados se deben socavar, formando de este modo un boquete de relleno de lechada que nunca volverá a alcanzar la fuerza cortante invariable de la arcilla. Las arenas densas pueden hacerse considerablemente sueltas por tirones o arrastre durante el hundimiento del cajón. Por lo tanto, cuando se asigna un valor de fricción superficial para dar soporte a una cimentación profunda, debe tomarse en cuenta el método de construcción, y en los casos dudosos es mejor equivocarse en el lado de seguridad. Sin embargo, cuando se considera un *esfuerzo de hundimiento*, por ejemplo, los requisitos de carga muerta más cualquier enjunque (*kentledge*) requerido para mantener el movimiento hacia abajo del cajón de excavación, no se debe sobreestimar la fricción superficial.

6.2.2. Fricción superficial negativa

En algunas condiciones la fricción superficial negativa puede ocurrir en cajones de excavación como se describió para sótanos o losas de flotación en la sección 5.2.

Los valores dados en la tabla 6.1 se pueden usar para calcular fricción superficial negativa. Las estimaciones cercanas son poco reales en vista de los varios factores inciertos. En muchas circunstancias se pueden ignorar; por ejemplo, el paso hacia abajo de un cajón, a través de una arcilla sensible causa alteraciones seguidas por una reconsolidación. Esto causará teóricamente una fricción superficial negativa, pero en la práctica, debido a su corta duración, este efecto se ignora o es cubierto por el factor de seguridad normalmente permitido en la capacidad de carga final. De la misma forma, no se toma en consideración cuando los cajones se hunden a través de la arena que es soltada por tirones y ondea a los pozos de dragado. La reconsolidación de una arena es rápida y de este modo la fricción superficial negativa es, otra vez, un efecto relativo de corto término.

6.2.3. Cimentaciones con pilas y cajones en roca

Los valores de carga permisible dados en la tabla 2.1 se deben usar para cimentaciones con pilas y en cajones colocados abajo en la roca. Cuando se hunden cajones abiertos por dragado bajo agua es difícil evaluar la naturaleza de rocas débiles o erosionadas, al nivel de la cimentación. Es

imposible obtener agua lo suficientemente clara para que un buzo pueda ver la roca y tiene que sacar sus valores por tacto. Aun cuando la acción de los tirones o de las pruebas de los buzos pueden indicar un material duro, no hay certeza que la capa dura sea de un espesor adecuado para distribuir la carga dentro de la capacidad de carga permisible de bandas suaves posiblemente subyacentes. Si los cajones pueden ser bombeados en seco, o si el aire comprimido se usa para el hundimiento, entonces una inspección cercana del material se puede hacer al nivel del borde cortado y hacerse pozos de prueba para investigar la calidad de la roca a profundidad. La alternativa es la de adoptar presiones de carga permisibles considerando que el cajón se cimenta en capas erosionadas y débiles. Sin embargo, esto puede redundar en cimentaciones grandes y costosas.

6.2.4. Resistencia de cimentaciones con pilas y cajones de excavación a cargas laterales

Las cimentaciones con pilas y los cajones de excavación se requieren para soportar cargas horizontales o inclinadas adicionales a la carga vertical. Ejemplos de esto son las pilas para puentes y ríos que tienen que soportar una carga lateral por fuerzas del viento en la superestructura, de la tracción de los vehículos que usan el puente, de las corrientes en el río, y en algunos casos de la presión de escombros flotantes o hielo. Los cajones de excavación en estructuras de muelles se deben diseñar para soportar cargas laterales muy pesadas al impacto de barcos.

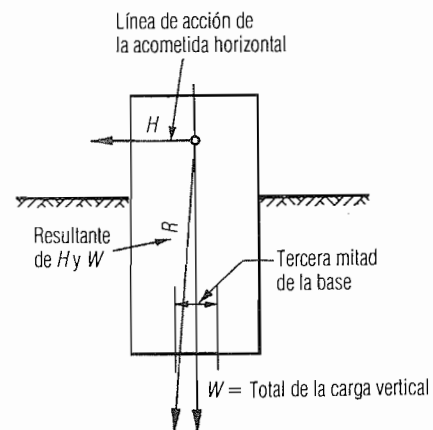


Figura 6.5. Condición para el volcamiento de la pila sometida a carga horizontal.

Las fuerzas horizontales en la estructura de la cimentación mostradas en la figura 6.5 producen un momento de volteo cerca de la base del cajón. Éste es resistido en el momento de restauración dado por el peso muerto de la pila, del cajón y la superestructura. Se debe hacer un vencimiento permitido para flotación de la porción sumergida de la pila. Una tensión teórica ocurrirá en la superficie inferior de la base, si los actos de empuje resultantes fuera del tercio medio de la base, y es una práctica común proporcionar el ancho de la base para que la línea de acción del resultante caiga dentro de la tercera mitad. Sin embargo, la tensión no se puede desarrollar, y la pila estará segura contra un volcamiento previendo que la presión máxima de carga en el borde de la base no exceda la capacidad de carga del suelo de la cimentación. Los métodos para calcular presiones de carga mínimas y máximas debajo de cimentaciones con cargas laterales o excéntricas se describen en la sección 4.1.3. Una resistencia al deslizamiento bajo fuerzas horizontales se produce por la fricción en la base del cajón hidráulico y la resistencia pasiva del suelo sobre el borde cortado. La resistencia pasiva es gobernada por la profundidad del estrato (permitiendo la reducción de la profundidad por lavados) y la resistencia al cortante del suelo. Como alternativa para ensanchar la base o para incrementar la profundidad de la cimentación, se puede incrementar la resistencia a cargas laterales manejando pilotes verticales e inclinados en el fondo de la cimentación (figura 6.6). Los pilotes inclinados se colocan debajo de las pilas de puentes de ríos donde la profundidad de frotación no se puede evaluar con certeza.

Aunque las pilas y los cajones son, en varios casos, suficientemente pesados por sí mismos para resistir fuerzas de levanta-

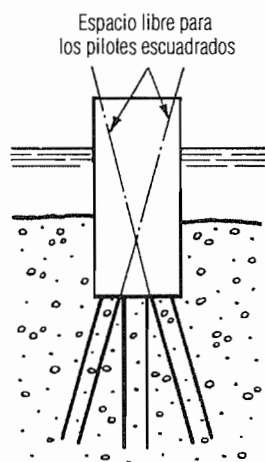


Figura 6.6. Resistencia para las fuerzas laterales en una pila de cajón por pilotes inclinados.

miento, en ciertas circunstancias un anclaje adicional puede ser necesario usando los métodos descritos en la sección 5.1.2.

6.3. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES CON PILAS

La manera más simple de construir cimentaciones con pilas es remover todo el suelo débil sobre el área de la cimentación, construir las pilas en forma de columnas de ladrillo o concreto sobre una base rectangular, y después rellenar alrededor de las pilas al nivel general del suelo. Donde las cimentaciones están espaciadas muy cerca una de otra, este método puede evitar un largo número de excavaciones individuales en pozos entarimados pero es improbable que sea económico con cimentaciones ampliamente espaciadas.

Un modo común de construir cimentaciones con pilas es excavar pozos verticales a las profundidades prescritas. Los lados de los pozos son soportados por un encofrado de madera, tablaestacados de acero, anillos de tubo de acero, concreto moldeado en el lugar, o acero remachado, hierro forjado, o segmentos de concreto. Una base de concreto se forma en el fondo del pozo y la sección de la columna de la cimentación se construye dentro del pozo. El espacio alrededor de la columna se rellena cuando los tabloncillos de la zanja se retiran. Donde las bases de pilas son pequeñas, un reforzamiento y encofrado se pueden eliminar rellenando el agujero del pozo con masa de concreto. En caso de pilas profundas un volumen considerable de excavación para el pozo puede evitarse si el fondo de la excavación puede acampanarse manualmente o a máquina para formar la base. Esto sólo se puede hacer en el suelo que se mantendrá sin soporte por el tiempo suficiente para permitir que la excavación se limpie y el concreto se coloque. Dicha observación debe pagarse para la seguridad del trabajador si el acampanado se hace por excavación manual.

6.3.1. Métodos de excavación manual

En un principio, las cimentaciones con pilas se construyeron siempre con métodos de excavación manual. Sin embargo, diferentes tipos de máquinas de perforación de diámetro largo se han diseñado en años recientes. Estas máquinas tienen una versatilidad suficiente para tratar con casi todo tipo de suelo o roca de diámetros hasta de 8 m con el resultado de que han remplazado buena parte los métodos de excavación manual. Los métodos a mano tienen las desventajas de ser

lentos, de que los soportes del suelo son por lo común costosos y que siempre existe el riesgo de perder la vida por las fugas repentinas de agua o gases en las excavaciones. Estos últimos se pueden deber a conductos de gas fracturados, a materia orgánica en descomposición o a altas concentraciones de gas natural. Siempre se debe mantener cerca un equipo adecuado de seguridad que incluya poleas para elevar, aparatos de respiración y equipo de resucitación, en excavaciones profundas que tengan algún riesgo de que se presente agua o gas.

No existe ninguna línea divisoria establecida entre una cimentación con pilote de gran diámetro perforado y una cimentación de pila construida en un pozo mecánicamente excavado. Sin embargo, ya que el último procedimiento es muy similar en técnica a la construcción de pilotes perforados y construidos en el sitio, se describirá en el capítulo 8. Sólo los métodos de excavación a mano se describirán en este capítulo. Estos métodos aún se usan para trabajos pequeños en los que no sería económico llevar una gran máquina hasta el lugar, para condiciones de suelo en que las obstrucciones, como grandes pedregones o troncos de árboles, evitarían la operación de la planta mecánica, o para trabajos en países en los que no se disponga de máquinas adecuadas y la mano de obra sea comparativamente barata.

La excavación a mano puede ser ventajosa para cimentaciones profundas de pozo en rocas débiles que no puedan perforarse, económicamente, con taladros mecánicos o con plantas de agarre. La excavación a mano hace posible inspeccionar de cerca la roca a nivel de la cimentación; se pueden realizar reajustes para presiones de carga permisibles, y cuando sea necesario, realizar las pruebas de carga de la placa sobre rocas expuestas para obtener valores del módulo de deformación como revisión de los parámetros utilizados en la etapa inicial de diseño.

Los métodos de excavación a mano fueron utilizados en la parte más baja de la cimentación del pozo que sostiene los contenedores del reactor de la estación de fuerza nuclear de Hartlepool.⁶² Cada contenedor pesaba 4500 MN y estaban sostenidos por 17 pilas circulares con un diámetro de 2.3 m acampanados en la base a 3.9 m para limitar la presión de carga en la roca arenosa Bunter a nivel de la cimentación a 2.9 MN/m². Las proporciones principales del pozo se instalaron con un taladro rotatorio bajo una capa de bentonita, a través de 5 m de relleno de arena y arcilla aluvial suave, y 30 m de morena glacial a la profundidad máxima en la roca que pudiera alcanzar el taladro. En esta etapa, se utilizó un tubo de 6 m de largo y 2.7 m de diámetro para soste-

ner la parte superior de la excavación del pozo. Un tubo interior de 2.3 m de diámetro se bajó por el orificio hasta el hoyo relleno de bentonita y llevado hasta la roca para formar un sello. Esto permitió bombear la bentonita y el anillo entre el tubo, y la excavación se relleno con lechada de cemento. La excavación fue entonces realizada a mano y acampanada en la base, a un nivel de cimentación de 39 m bajo el nivel del suelo. Donde el flujo de agua en la base no alineada era de menos de 23 litros/min, el concreto se colocó en seco. Donde se localizaron mayores proporciones de humedad, se inundó el pozo y se colocó el concreto por medio de un tubo *tremie* hasta el nivel de la línea del pozo cuando el agua remanente era bombeada y el concreto colocado en condiciones secas. Fue necesario perforar orificios de 50 mm en la base de algunos pozos para desalojar la presión excesiva del agua en la roca, previniendo, así, el levantamiento de la base del pozo.

De los diversos métodos para sostener los lados de las excavaciones del pozo, las hojas de madera son el método más simple y económico, tomando en cuenta que el suelo se puede mantener sin soporte por un metro de profundidad mientras se colocan las hojas de madera en posición y se instalan. El método de madera comúnmente utilizado en la Gran Bretaña es el de "tabla enmedio" (figura 9.17). En Estados Unidos, el método "Chicago" se utiliza en pozos profundos. Este método se introdujo por Wm. Sooy-Smith para la Casa de Cambio de Chicago en 1894. Se lleva un orificio circular a la profundidad a la que el suelo se mantenga sin soporte, esto es, como 0.5 m para arcillas blandas y 2 m para arcillas rígidas. Se colocan los tabloncillos verticalmente alrededor de la cara excavada y se sostienen contra el suelo por medio de dos o más anillos de acero, se van perforando de 1 a 2 m y se repite el procedimiento.

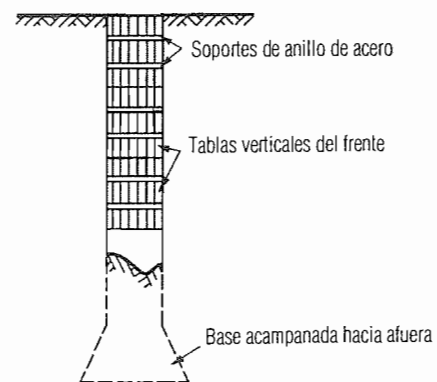


Figura 6.7. Construcción de cimentaciones profundas con pilas por el método "Chicago".

Este proceso continúa hasta alcanzar el nivel de la cimentación cuando la base del pozo se acampana, si el suelo es lo suficientemente estable (figura 6.7). Al utilizar los métodos de "tabla enmedio" o "Chicago", los pozos pueden llevarse hasta profundidades considerables, pero se requiere de un suelo razonablemente bueno. En condiciones limitadas de lugar, y con personal experimentado, estos métodos pueden ser más económicos que los mecánicos, descritos en el capítulo 8. Los capítulos 9 y 10 describen los detalles de métodos para hojas de madera y tablestacado, y las limitaciones en profundidad de los diversos métodos.

Cuando el suelo es lo suficientemente estable para mantenerse sin soporte, a profundidades de 0.6 a 1.2 m, un método económico de construcción sería un pozo alineado con concreto mezclado en el sitio. Este método se utiliza mucho en Hong Kong,^{6.3} donde es común encontrar pedregones sólidos de granito bajo roca aluvial. Estos pedregones forman obstrucciones para los pilotes instalados con taladros rotatorios mecánicos, o con barretas de diafragma (sección 6.3.3) instalados bajo lechada de bentonita. En Hong Kong los pozos de 1 a 3 m de diámetro se excavaron a mano en etapas de 0.6 a

1.0 m. Se coloca una forma cónica en el fondo de cada etapa de excavación y después una capa de concreto no reforzado para dar un grosor mínimo de 75 mm (figura 6.8).

Los pilares construidos sobre pozos de gran diámetro se utilizaron para llevar las cimentaciones de la torre de 50 pisos del Development Bank de Singapur.^{6.4} La torre se sostuvo por cuatro columnas, cada una de las cuales llevaba una carga de 180 MN. Se hizo un pozo de 7.32 m de diámetro bajo cada columna. Cada pozo se excavó dentro de un pilote de pared circular contiguo instalado en 25 m de relleno y arcilla suave aluvial para cortar en roca arenosa y roca limosa erosionadas blandas. La excavación continuó entonces a mano a través de la roca erosionada hasta un nivel de cimentación en esquistos de arcilla parcialmente erosionados con juntas cercanas. Se sostuvieron los pozos en la roca erosionada con una capa de concreto mezclado en el sitio de 450 mm de grosor, construido en elevaciones de 1.2 m. El pozo más profundo llegó a 64 m bajo el nivel de la calle.

6.3.2. Pozos alineados segmentados

En todos los métodos de excavación de pozos descritos anteriormente, existe un riesgo de asentamiento de la superficie del suelo alrededor de la excavación, causado por la extracción. Esto se debe a la deflexión inversa de la hoja de la cara sin soporte antes de colocarla. El asentamiento del suelo puede poner en peligro las estructuras adyacentes o los servicios subterráneos, como drenaje y cañerías. El movimiento se puede reducir enormemente, si no totalmente eliminado, alineando el pozo con segmentos de acero mezclado o concreto. Con este método, sólo se expone una pequeña área del suelo en algún momento y, debido al arqueamiento del suelo, la forma circular del pozo lineal segmental por sí mismo es resistente al doblamiento inverso. Se coloca lechada de presión con cemento detrás de los segmentos para llenar los huecos y reconsolidar cualquier tierra suelta. Hay muy pocos ejemplos de pozos segmentados lineales utilizados en la construcción de edificios. Su uso está principalmente restringido a cimentaciones profundas en circunstancias especiales donde es importante evitar el aflojamiento del suelo.

En terreno normal, los pozos lineales segmentados se hunden con el método de apuntalamiento, esto es, los primeros dos o tres anillos de segmentos se ensamblan y se atornillan, y se levantan en una excavación abierta. La excavación se rellena y los segmentos se anclan para prevenir su hundimiento con lechada o con un collar adecuado. La excavación conti-

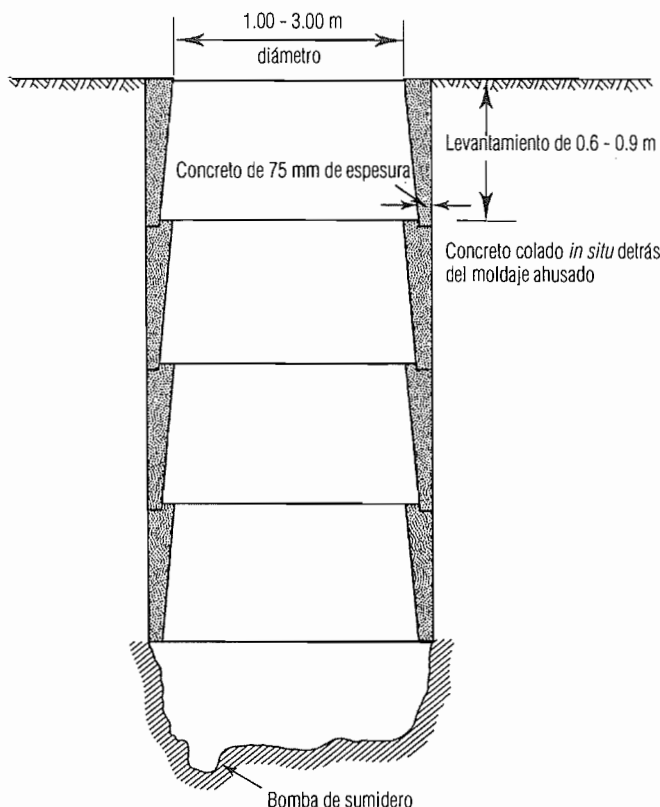


Figura 6.8. Cimentación de pozo excavado a mano con un encachado de concreto colado *in situ* como se usó en Hong Kong (después de Benjamin *et al.*^{6.3}).

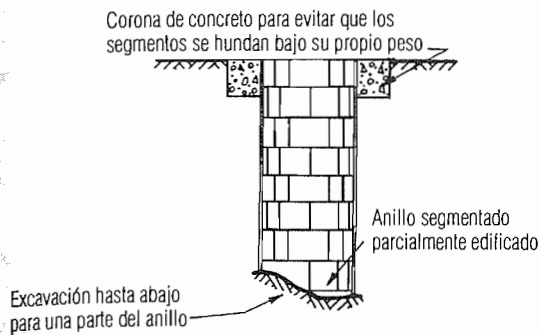


Figura 6.9. Pozo construido para la pila con un encachado segmentado por apuntalamiento.

núa en el fondo del pozo, pero sólo se extrae suficiente tierra para ensamblar el anillo completo antes de levantar el siguiente. En el suelo pobre, el área excavada se puede limitar a la cantidad suficiente para colocar y atornillar un segmento al anillo siguiente. Una vez terminado el ensamble, se remueve la pasta en el centro (figura 6.9), seguida por una lechada a presión atrás de los segmentos. La excavación comienza entonces para el siguiente anillo, y así hasta alcanzar el nivel de la cimentación. Es necesario colocar la lechada detrás de los anillos a intervalos frecuentes durante el hundimiento del pozo. Si no, las fuerzas descendentes en la parte trasera de los segmentos causarían una tensión excesiva alrededor del anillo, ocasionando la fractura de los levantamientos o un agrietamiento en la periferia de los segmentos.

6.3.3. Cimentaciones de broche

Las cimentaciones profundas de pilotes se pueden construir utilizando las técnicas de muro de diafragma descritas en la sección 5.4.4. Las cimentaciones son en forma de segmentos cortos de muro que pueden ser de forma rectangular simple, cruciformes, o en "L" de acuerdo con el patrón de carga o de las columnas sostenidas por las cimentaciones. Los broches son una alternativa para los pilotes de gran diámetro perforados y colados en sitio, que se describen en el capítulo 8, útiles en los casos en que las cimentaciones sostienen grandes cargas laterales o momentos de flexión. Pueden ser económicos cuando el equipo especial se debe llevar al lugar para la construcción de muros de contención del sótano por medio de técnicas de muro de diafragma. Cuando se llevan cargas pesadas hasta el final de carga, se requiere de cuidado especial para evitar el entrapamiento de lechada de bentonita contaminada bajo la base de los broches. Se debe notar

que, debido a las formas complejas, los broches pueden requerir un tiempo considerablemente mayor de construcción que los de paneles rectangulares simples. Esto incrementa el riesgo de colapso del suelo sostenido por bentonita, particularmente cuando se construyen cimentaciones profundas sobre arcilla rígida fisurada.

6.4. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES DE CAJÓN

6.4.1. Historia

La característica esencial de los cajones es que son construidos sobre el nivel del suelo o del agua y después son hundidos como una sola unidad hasta la profundidad requerida, y también que esta unidad forma parte de los trabajos permanentes. Debido a que los trabajos temporales extensivos, como las cajas-dique apiladas, no se requieren, son especialmente adecuados para trabajar en corrientes de agua fuertes y profundas. Los cajones abiertos fueron utilizados por los habitantes de la India, Birmania y Egipto durante muchos siglos para cimentaciones de puentes sobre ríos. La mampostería de los pozos se construía sobre tablonés y los cajones se hundían excavando a mano dentro de los pozos. Los buzos que realizaban la excavación no podían trabajar a más de 6 metros, lo que limitaba la utilidad de las cimentaciones de cajón de este tipo a zonas donde se podría alcanzar un estrato firme no erosionable a esta profundidad. Sin embargo, los ingenieros británicos, responsables de tales trabajos de construcción tan prodigiosos en la India a finales del siglo XIX y principios del XX adaptaron los métodos utilizando pinzas y bombas de arena para la excavación bajo el agua en los pozos. Con estos métodos pudieron hundir cajones a profundidades de más de 30 m. Un ejemplo notable de esta construcción fueron los cajones para el puente Hardinge⁶⁵ sobre el Ganges Bajo, en donde las pilas del río se sumergieron a profundidades que varían entre los 32 y 36 m bajo el nivel del río.

El primero que utilizó aire comprimido en los cajones neumáticos para puentes fue John Wright en 1851 para las pilas del puente Rochester, y unos años después Isambard Brunel en el puente Saltash. El primero que los utilizó para cimentaciones de puentes muy largos fue James B. Eads para el puente St. Louis sobre el río Mississippi empezado en 1896. Las dos pilas se sumergieron bajo aire comprimido a profundidades de 26 a 28 m bajo el nivel del agua, lo que era un

alcance notable considerando que los efectos fisiológicos de trabajar bajo aire comprimido eran más o menos desconocidos en ese tiempo. Los métodos de hundimiento desarrollados por Eads sólo se han cambiado por detalles hasta estos tiempos. Daniel E. Moran introdujo un nuevo desarrollo en la construcción de cajones conocido como "cajón flotante" en 1936 para el puente San Francisco Oakland Bay.

Con frecuencia, la profundidad límite de las cajas-dique es de 30 m. Los cajones neumáticos son, entonces, esenciales para construir cimentaciones a través del agua o suelo no estable a profundidades mayores que ésta. También son esenciales para sitios donde el lecho del río necesitaría pilas muy largas para sostener el andamiaje de las cajas-dique, y para corrientes de agua en que hielo flotante, troncos o desperdicios pudieran ocasionar la destrucción de la caja-dique y de sus andamiajes. Generalmente es posible planear el hundimiento de cajones durante la temporada baja de agua de los ríos para permitirles alcanzar una profundidad segura antes de que los niveles suban. La planta flotante utilizada en el hundimiento de cajones se puede llevar a un lugar seguro durante la temporada de lluvias y, si fuera necesario, se puede sumergir un cajón parcialmente hundido en la corriente de agua sin ningún peligro.

Como resultado del desarrollo de métodos de construcción que evitan un vencimiento apreciable de suelo en excavaciones profundas, los cajones son rara vez utilizados para cimentaciones en suelo.

6.4.2. Tipos de cajones

Cajones de caja

Como ya se mencionó, los cajones de caja son estructuras con un fondo cerrado diseñados para ser hundidos con cimentaciones preparadas bajo el nivel del agua. Los cajones de caja no adecuados para sitios en que la erosión pudiera minar las cimentaciones, son eminentemente aptos para cimentaciones sobre grava compacta no erosionable o roca que se pueda cortar con draga (figura 6.10a). Se pueden cimentar sobre una superficie de roca irregular si todo el lodo y el material suelto es dragado y remplazado por una sábana de roca molida sólida (figura 6.10b). Donde la profundidad de materiales suaves es demasiada para la draga, se pueden cimentar sobre una losa con pilotes (figura 6.10c). En la sección 6.6.1 se especifica la construcción de un cajón de caja.

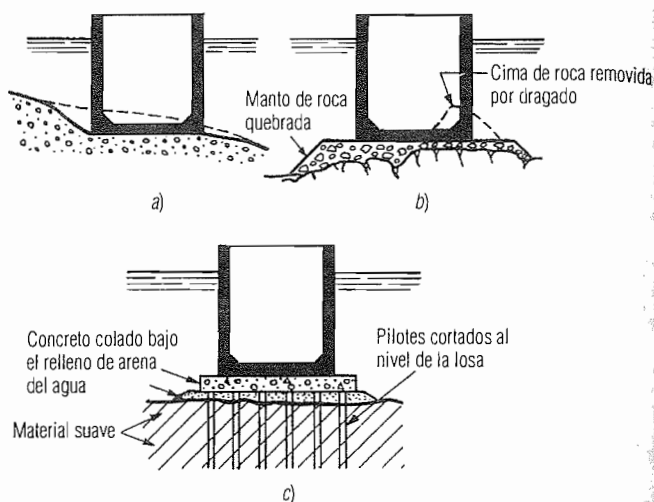


Figura 6.10. Métodos para cimentar el cajón de caja. a) Sobre grava dragada o formación de roca. b) Sobre un manto de roca quebrada sobre superficie de roca. c) En una losa piloteada.

Cajones abiertos (y monolíticos)

Los cajones abiertos (incluyendo los monolíticos) son adecuados para cimentaciones en ríos y corrientes de agua donde el suelo predominante consiste en arcillas blandas, limos, arenas o gravas, ya que estos materiales pueden ser bien excavados a partir de los pozos abiertos y no ofrecen alta resistencia a la fricción superficial al hundimiento de los cajones. Los cajones abiertos son esenciales cuando la profundidad del hundimiento requiere presiones de aire que excedan los 3.5 bar (350 kN/m²), ya que por razones fisiológicas, los hombres no pueden trabajar bajo aire comprimido a presiones mayores que ésta. Los cajones abiertos no son adecuados para hundimientos a través del suelo que contenga grandes pedregones, troncos de árboles y otras obstrucciones. Sólo se pueden cimentar con dificultad sobre una superficie irregular de roca, y cuando se hunden en la cama de roca escarpada enlodada, pueden llegar a moverse fuera de la vertical.

Al alcanzar el nivel de la cimentación, los cajones abiertos se sellan depositando una capa de concreto bajo el agua en el fondo de los pozos. Los pozos son entonces bombeados para que se sequen y se les coloca concreto, después de lo cual los cajones se pueden rellenar con arena limpia o concreto, o cuando se deba mantener un peso muerto ligero, con agua fresca limpia. Ya que se sellan bajo el agua, los cajones abiertos tienen la desventaja de que el suelo o roca a nivel de la cimentación no se puede inspeccionar usualmente, antes de colocar el selló de concreto. Sólo en casos raros es posible bombear los pozos para

inspección del fondo. Otra desventaja es que el proceso de excavación bajo el agua en materiales blandos y sueltos causa pulsaciones y afluencia de material bajo la línea de corte, con un desplome mayor del suelo alrededor del cajón. Al hundir los cajones abiertos de 69 por 39 m para el puente Verrazano Narrows, en la ciudad de Nueva York,⁶⁶ el volumen medido de suelo removido por excavación con pinzas fue del 120 % del volumen teórico al hundir uno de los cajones abiertos de 39 a 52 m bajo el nivel del lecho del río. Este aumento tan grande ocurrió a pesar de haber una cabeza positiva de agua en los pozos de dragado sobre el nivel principal del río. Por lo tanto, los cajones abiertos no son adecuados en sitios en que puedan causar daño por desplome a estructuras adyacentes.

Los cajones se deben, siempre que sea posible, construir en unidades aisladas, separadas, por alguna distancia, de cajones adyacentes u otras estructuras profundas. El efecto de hundimiento y excavación con pinzas inevitablemente causa un desplazamiento del suelo circundante, resultando difícil, si no imposible, mantener la verticalidad y la localización de cajones hundidos uno cerca del otro.

Los monolíticos son, esencialmente, cajones abiertos de construcción de concreto reforzado o en masa de concreto con muros pesados; son inadecuados, debido a su peso, para ser hundidos en depósitos profundos blandos. Su principal uso es para muros de muelles en que su construcción masiva y su alto peso los hacen favoritos para resistir un volteamiento de su relleno retenido y para soportar las fuerzas de impacto de los barcos.

6.4.3. Características de diseño de cajones abiertos y monolíticos

Las principales características de diseño de los cajones abiertos y los monolíticos se muestran en la figura 6.11. La *orilla de corte* forma la extremidad más baja de la zapata (o brocal). Este último tiene usualmente *placas de forro externas* verticales de acero, y *placas de ménsula* interna en declive (o placas sesgadas). Las placas de forro se abrazan internamente con armaduras de acero en los planos vertical y horizontal. Las armaduras evitan la distorsión de la zapata durante su fabricación, su remolque al sitio y las primeras etapas de hundimiento. El espacio entre las placas de forro se rellena con concreto lo antes posible después del hundimiento inicial. Cuando la estructura haya alcanzado suficiente rigidez mediante el relleno de concreto, las placas de forro se pueden terminar y colocar concreto reforzado entre las piezas del armazón. Bajo el nivel bajo del agua en una pila para puente, el cajón propiamente dicho se completa y la pila se levanta con mampostería de concreto o con ladrillos. Si el nivel del agua sube por encima del cajón a su nivel final de hundimiento, se construye una caja-dique sobre el cajón sobre la cual se construyen las pilas. El espacio entre los muros puede formar un *pozo de dragado* sencillo, o bien puede ser dividido con muros transversales para formar varios pozos. Los monolitos tienen usualmente sólo uno o dos pozos de dragado pequeños.

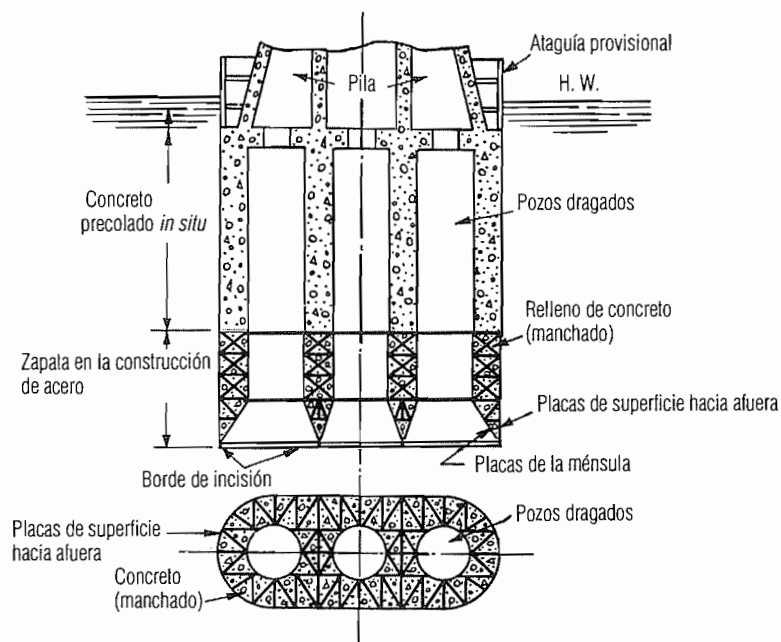


Figura 6.11. Características de diseño de un pozo de cajón abierto.

En los siguientes comentarios sobre el diseño de cajones se debe tomar en cuenta que en la mayoría de los casos prácticos no existe una solución ideal para el problema, y que el diseño final es, por lo común, un compromiso obtenido de ciertos requisitos en conflicto. Por ejemplo, los muros pesados gruesos pueden ser deseables para dar un peso máximo en el hundimiento a través de suelo firme, pero los muros gruesos significan pozos de dragado pequeños, y las pinzas no pueden atravesar las placas de ménsula para remover el suelo firme. La ligereza en peso es deseable en las primeras etapas de flotación de los cajones, pero esto sólo se puede obtener a expensas de la rigidez, que es esencial en la segunda etapa de hundimiento a través de las capas superiores del suelo cuando el cajón es semiflotante y no requiere carga uniforme, y cuando las tensiones debidas al combeamiento de la estructura como consecuencia de los niveles diferenciales de dragado pueden ser críticas. La altura máxima de las placas de forro puede ser deseable al hundir los cajones en una corriente de agua en que exista un alto rango de marea, pero la altura extra de las placas puede significar una carga excesiva para su transportación al sitio.

La *forma* de un cajón neumático será, en la mayoría de los casos, dictada por los requerimientos de la superestructura. La forma ideal para facilitar su hundimiento es circular en planta, ya que esto da una superficie mínima en fricción para un área base dada. Sin embargo, la función estructural de los cajones neumáticos es, en la mayoría de los casos, el factor decisivo.

El *tamaño y la distribución de los pozos de dragado* depende principalmente del tipo de suelo. Para hundirse a través de arenas densas o arcillas firmes o rígidas, el número y grosor de los muros transversales, y el de los muros exteriores se debe mantener al mínimo consistentemente con la necesidad de peso para facilitar el hundimiento y para la rigidez contra la distorsión. Las tenazas se pueden excavar cerca de la orilla de corte en cajones con muros relativamente delgados. Esto es importante en arcillas firmes o rígidas, ya que estos suelos no se hunden hacia el centro de un pozo de dragado; en arenas y limos suaves, la excavación con tenazas bajo el nivel de la orilla de corte ocasionará el hundimiento del suelo lejos de las placas de ménsula hacia la parte más profunda de la excavación, especialmente si existe presión del agua. Sin embargo, los muros delgados significan esfuerzo para hundimiento reducido, y no es conveniente tener enjunque (*kentledge*) fuera y dentro de la parte superior de cada pieza de concreto que se coloca.

El control de la verticalidad en cajones grandes se facilita con cierto número de pozos. Para dar control en dos direccio-

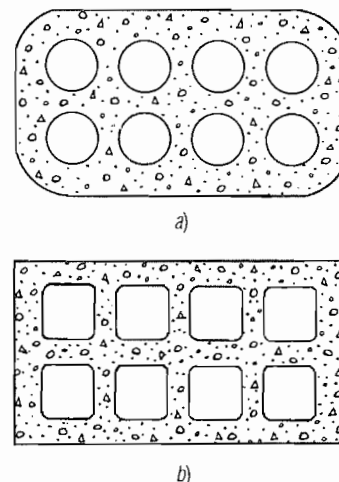


Figura 6.12. Arreglo de los pozos dragados en el cajón.
a) Pozos circulares. b) Pozos cuadrados.

nes en ángulos rectos uno del otro, éstos deben estar dispuestos en ambos lados de las líneas centrales (figuras 6.12a y b), pero en un cajón chico puede haber sólo espacio para una fila, ya que se debe dejar espacio suficiente para que la tenaza trabaje. Los monolitos pesados, hundidos a través de material suave, sobre, pero no por dentro, de un estrato firme o duro, necesitan únicamente pozos pequeños (figura 6.13).

Se requiere que los muros transversales no se extiendan hasta el nivel de la orilla de corte (figura 6.14). Se pueden detener a una altura de, digamos, 8 m sobre la orilla de corte en un cajón profundo, reduciendo así la resistencia a la carga de los muros y permitiendo que la tenaza pase a través de los muros transversales para excavar en toda el área de la base. Este diseño tiene una limitación seria al requerir un traslado profundo durante la etapa inicial de hundimiento. Las experiencias al hundir cajones neumáticos abiertos para las pilas del puente del Bajo Zambesi^{6,7} mostraron que los muros rectos eran preferibles a los circulares para hundir a través de arcilla firme, ya que con los muros circulares existía una tendencia de la arcilla a arquearse y hundirse a sí misma alrededor

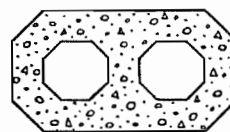


Figura 6.13. Pozos dragados para monolito.

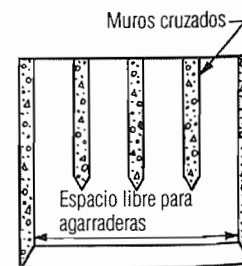


Figura 6.14

de la orilla del corte en lugar de ser forzado hacia el centro del pozo.

Si se esperan obstrucciones ocasionales para el hundimiento, y éstas no pueden ser combatidas bajo el agua, es aconsejable proveer cubiertas de aire en todas las celdas (figura 6.15). De esta forma es posible poner celdas individuales bajo aire comprimido para permitir que las obstrucciones se remuevan por debajo de la orilla de corte con gente trabajando "en seco". El uso de cubiertas de aire, o domos de aire, facilita el control del traslado y la verticalidad durante el hundimiento. Este es el método de "cajón neumático flotante" utilizado por Dan Moran para el puente San Francisco-Oakland Bay. La figura 6.16 muestra una sección a través del cajón de 40.7 por 18.1 m utilizado para la pila 4 del puente del río Tagus construido en 1960-1966.⁶⁸ El cajón diseñado por la Compañía de Ingeniería Tudor se proveyó de una orilla de corte "confeccio-

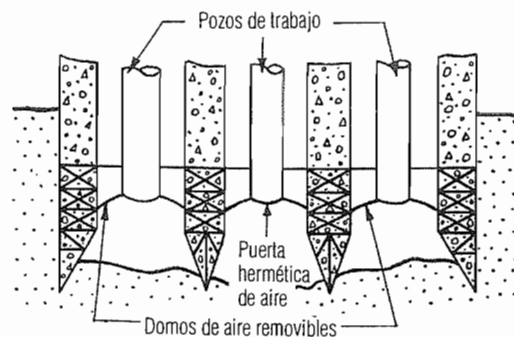


Figura 6.15. Domos de aire instalados en un cajón abierto de un pozo.

nada" según el perfil de la superficie de la roca bajo el nivel de la cimentación. Esto dio como resultado un traslado profundo en posición flotante. Sin embargo, el uso de domos de aire en los pozos de dragado permitieron que el cajón flotara

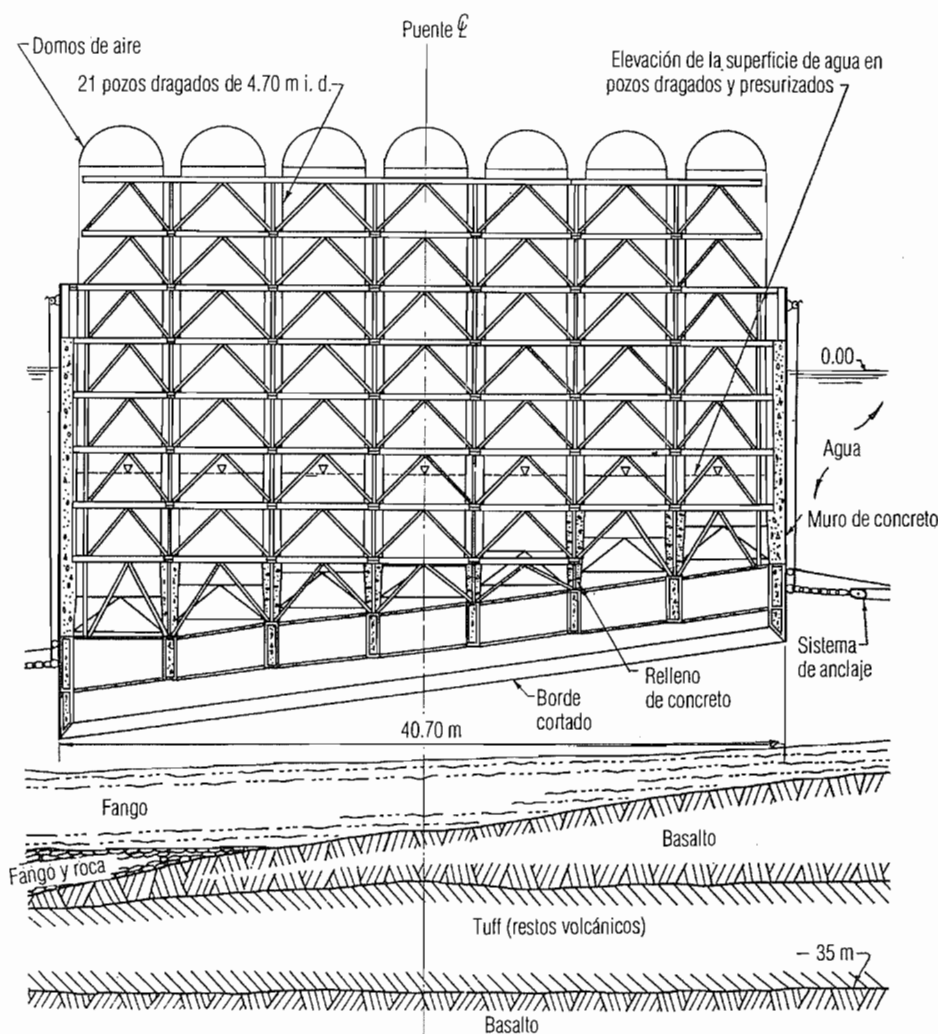


Figura 6.16. Cajón de flotación para el puente del río Tagus.⁶⁸

con presión de aire en los pozos hasta la ubicación del puente. La distribución irregular del peso y la sumersión ocasionaron también problemas para el hundimiento, aunque al variar la presión del aire en los diferentes pozos, fue posible controlar la inclinación y mantener la verticalidad en las últimas etapas cruciales del hundimiento.

6.4.4. Distribución general de cajones neumáticos

Se prefiere utilizar los cajones neumáticos a los cajones abiertos en situaciones en que el dragado de pozos abiertos causaría la pérdida de suelo alrededor del cajón, resultando un asentamiento de las estructuras adyacentes. También se utilizan para hundirse a través del suelo variable o del suelo que contenga obstrucciones en las que un cajón abierto tendería a inclinarse o a impedir un mayor hundimiento. Los cajones neumáticos tienen la ventaja de que la excavación se puede llevar a cabo a mano en una cámara de trabajo "en seco", y que las obstrucciones tales como troncos de árboles o pedregones se pueden romper por debajo del nivel de la orilla de corte. También se puede inspeccionar el suelo a nivel de la cimentación y, si fuera necesario, realizar pruebas de carga directamente sobre ella. El concreto de la cimentación se coloca bajo condiciones ideales en seco, mientras que, con cajones abiertos la excavación final y el sello de concreto son casi siempre llevados a cabo bajo el agua.

Los cajones neumáticos tienen la desventaja, comparados con los cajones abiertos, de que requieren más planta y mano de obra para su hundimiento, y el rango de hundimiento es usualmente más lento. También existe la importante limitación de que los hombres no pueden trabajar en presiones de aire mucho mayores a 3.5 bar, lo que limita la profundidad del hundimiento a 36 m bajo el nivel del agua, a menos que se utilice alguna forma de reducción del nivel del agua externa al cajón. Si tales métodos se utilizan para reducir las presiones de aire en la cámara de trabajo, éstos deben ser enteramente confiables, y los pozos de desagüe colocados a suficiente distancia del cajón para que no sean afectados por el movimiento de tierra causado por el hundimiento del cajón.

El desarrollo de cimentaciones cilíndricas de gran diámetro instaladas con taladro rotatorio o con tenazas, como se describe en el capítulo 8, y la limitación en la profundidad del hundimiento debida a consideraciones de límites de presión de aire ha dado como resultado que los cajones neumáticos sean rara vez utilizados en la actualidad.

6.4.5. Características de diseño de cajones neumáticos

Cuando los cajones se diseñan para hundirse por completo bajo aire comprimido, es usual proveer una *cámara de trabajo* grande y sencilla (figura 6.17) en lugar de varias cámaras de trabajo separadas por muros transversales. La cámara sencilla tiene una distribución conveniente para minimizar la resistencia al hundimiento, ya que la única resistencia es debida a los muros exteriores. El control de hundimiento por excavación diferencial de cierto número de celdas no es necesario, ya que el control de la posición y la verticalidad se pueden conseguir con otros medios; por ejemplo, apuntalamientos y cuñas bajo la orilla de corte, o por medio de excavación diferencial bajo las orillas de corte.

Las características de los cajones neumáticos y de otros tipos de cajones se han descrito por Mitchell.⁶⁹ La cámara de trabajo es usualmente de 2.3 a 2.4 m de altura, aun cuando la

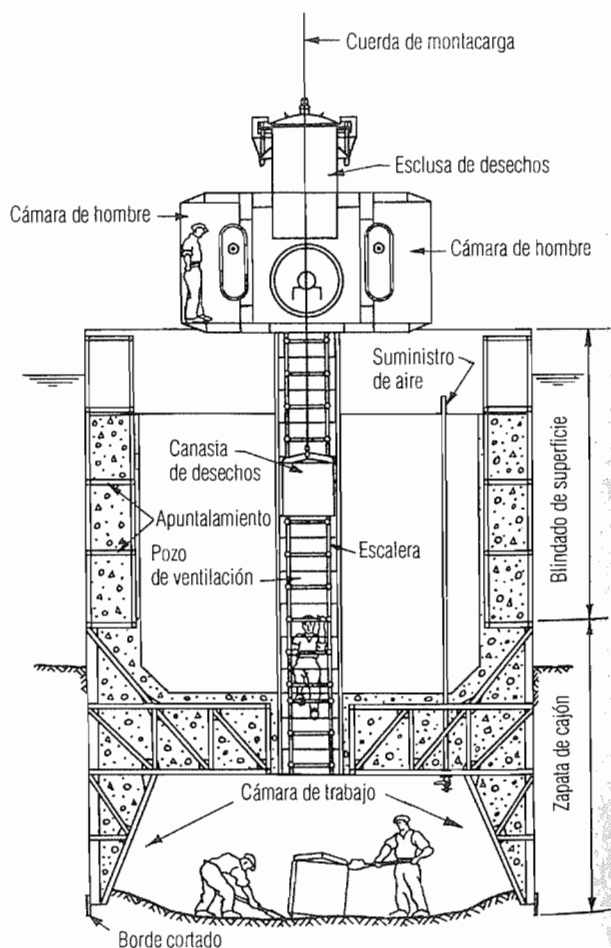


Figura 6.17. Arreglo general de un cajón neumático.

cámara del cajón se hunda a una penetración limitada y la altura pueda ser un poco menor. El techo de la cámara de trabajo debe estar firmemente construido, ya que tiene que resistir presiones de aire altas sobre un ángulo amplio; además, durante el hundimiento inicial a través de depósitos suaves, el peso del cajón debe ser soportado por la zapata y por la parte interior de la cámara. En cajones grandes, es conveniente arquear el techo de la cámara de trabajo. Esto resulta económico, ya que las placas de forro se encuentran en todas partes en tensión, en lugar de doblarse, como en el caso de techos horizontales.

El acceso a la cámara de trabajo se realiza por medio de ductos. Ya que todo el material excavado se debe extraer a través de ductos, o por medio de tubos "roncadores", los ductos deben tener la capacidad adecuada en tamaño y número para pasar la cantidad requerida de desperdicio en baldes a través de las *cámaras de aire* para lograr el rango programado de hundimiento. El ducto de aire es usualmente oval o con figura de "8", y está dividido en dos compartimientos por medio de una escalera vertical. Un compartimiento se utiliza para elevar y bajar los baldes de desperdicio; el otro para uso de los trabajadores. El conducto se construye a alturas de 1.5 o 3 m para permitir su elevación al tiempo que el cajón se hunde. Los sellos de aire se montan sobre los ductos, y es esencial para la seguridad de los trabajadores el asegurarse de que los sellos estén siempre por encima de los niveles máximos de marea o crecimiento del río, con un margen de seguridad suficiente para permitir un hundimiento súbitamente rápido del cajón. Como alternativa, los sellos de aire se pueden proteger contra inundaciones construyendo las placas de forro o proporcionando una caja-dique alrededor de la parte superior del cajón a la altura requerida. Más adelante en este capítulo se explican los detalles de ductos y sellos de aire.

6.4.6. Materiales para cajones

El material deseable para la construcción de cajones es el acero en forma de una doble placa de forro y subsecuentemente relleno con concreto. El concreto, en la parte más baja de la zapata, no debe ser de alta calidad, ya que se requiere para desarrollar una alta fuerza temprana para resistir los esfuerzos desarrollados en las primeras etapas del hundimiento. El concreto en la parte más alta de la zapata y en el relleno no necesita ser de alta calidad en especial, considerando que sea de construcción masiva. El contenido de cemento, sin embargo, debe ser lo suficientemente alto en calidad para

tener resistencia al ataque por agua de río o mar (véase sección 13.5.3).

Los primeros cajones fueron construidos con madera, aunque esto es rarísimo, si no imposible, de encontrar en estos días, tanto por su precio como por el riesgo de incendio.

Se ha utilizado concreto reforzado para las zapatas de los cajones, aunque tiene la desventaja de ser demasiado pesado durante las primeras etapas de construcción, en las que se requiere de ligereza para la flotación y el manejo. La cantidad de relleno de concreto en un cajón de acero puede ser algo mayor al volumen de concreto en un cajón de concreto reforzado; pero, debido al uso de una mezcla un poco más delgada, la facilidad en su colocación y la eliminación del armazón, el costo unitario del relleno de concreto en un cajón de acero es apreciablemente menor.

El hierro forjado se utiliza únicamente para cajones abiertos, hundidos por medio del ensamblaje de segmentos atornillados sobre una zapata de corte, los segmentos continúan construyéndose a nivel del suelo mientras el cajón se hunde hasta el nivel de cimentación. Este tipo de construcción no se puede utilizar para trabajar con aire comprimido bajo altas presiones debido al riesgo de falla por tensión en el hierro forjado. Por el alto costo de moldeados especiales, los cajones segmentados de hierro forjado no se utilizan de preferencia, respecto a los de placa de acero o los segmentados de concreto precolado, sin embargo, puede haber circunstancias especiales que justifiquen su uso.

6.4.7. Fricción superficial en cajones

Los problemas de fricción superficial en el diseño y construcción de pilas y cajones ya fueron discutidos en forma más general dentro de este capítulo (sección 6.2). Se hizo notar que mientras que se debe utilizar un enfoque conservador para considerar la contribución de la fricción superficial sobre la capacidad de carga del cajón, cuando se considere el peso muerto necesario para *hundir* el cajón, la fricción superficial no se debe *subestimar*. Cuando se hundan cajones a través de arcillas y limos suaves y sensibles, la fricción superficial será generalmente menor que la fuerza cortante remoldeada, posiblemente tres tercios de este valor cuando los cajones se hundan más rápido y no se permite su descanso. Sin embargo, es usual adoptar fricciones de la superficie basadas en observaciones reales de cajones hundidos en condiciones de suelo similares a las del problema estudiado. La tabla 6.1 proporciona los valores típicos de Terzaghi para uti-

lizarse en el cálculo de la capacidad de carga. La tabla 6.2 muestra algunos valores observados en el hundimiento de cajones.

Wiley^{6,14} también proporciona valores para cajones neumáticos y abiertos para puentes. Sus valores y los de la tabla 6.2 muestran que la fricción superficial es muy errática, y que varía generalmente entre los 9.6 y los 29 kN/m² con muy pocos valores superiores. Resulta haber muy poca diferencia en la fricción superficial obtenida en los diversos tipos de suelos, y parece que las amplias variaciones se deben a la presencia de pedregones, los efectos del aire que escapa por debajo de la orilla de corte, los efectos de "elevación" si el hundimiento se permite parar por más de algunas horas, y también a la forma del cajón. No existe incremento en la fricción superficial al aumentarse la profundidad de penetración en cualquier cajón dado, pero Handman^{6,15} establece que mientras más profundo sea el nivel de cimentación diseñado para un cajón, más alto será el esfuerzo promedio de hundimiento requerido para llevarlo hasta su nivel final. Esta observación es confirmada por Wiley,^{6,14} quien establece:

La fricción superficial en la sección más baja del cajón se incrementa directamente con la profundidad del hundimiento, pero a menos que el material sea muy inestable o que se encuentre prácticamente en estado líquido, la fricción a cualquier profundidad dada en las sucesivas secciones del cajón no es tan grande como la ejercida en la orilla de corte y en la sección más baja del cajón en ese punto, o, en otras palabras, el pasaje de la parte baja del cajón suaviza, lubrica, o de otra manera tiende a decrecer materialmente la fricción en las siguientes secciones. Un muro grueso de 1.52 a 1.83 m da peso suficiente para sobrepasar cualquier fricción que se pudiera desarrollar en forma ordinaria, a menos que el material penetrado sea excepcionalmente difícil.

Algunos diseños de cajones incorporan agua y chorros de aire cerca del nivel de la orilla de corte para reducir la fricción superficial. La distribución del agua y de los chorros de aire para el puente del río Hawkesbury^{6,16} se muestra en la figura 6.18. La práctica actual es inyectar lechadas de arcilla tixotrópica (por ejemplo, bentonita) sobre la orilla de corte o del nivel de la zapata, produciendo una membrana alrededor de los muros. Las inyecciones sucesivas se realizan al tiempo que se hunde el cajón hasta su nivel final. Esto reduce la fricción superficial en forma considerable y permite que el peso muerto del cajón se reduzca, con la probable eliminación de la

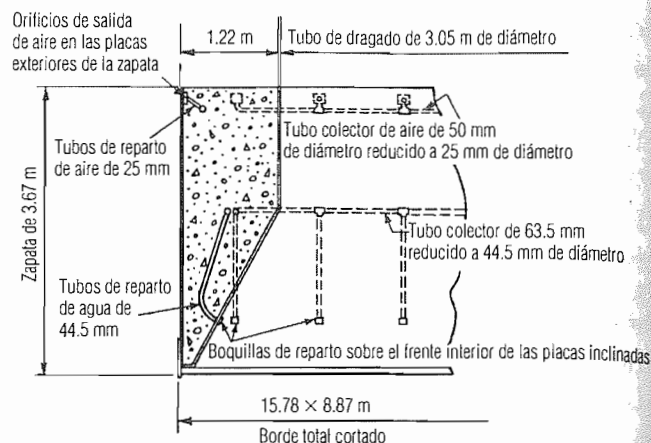


Figura 6.18. Disposición para el reparto de agua/aire para los cajones del puente del río New Hawkesbury (tomado de Fewtrell^{16,16}).

necesidad del enjunque que ayuda al hundimiento.¹ Las tuberías utilizadas en los muros del cajón para la inyección de la lechada y para los chorros de agua y aire deben estar interconectadas por un colector a nivel de la zapata, ya que las tuberías verticales individuales se pueden dañar o bloquear cuando los muros se construyen. Pueden surgir problemas si se interrumpe la circulación de la bentonita por la parte externa del cajón, por ejemplo, por erosión del lecho del río alrededor del cajón. Si la circulación no puede restituirse, la lechada perderá su efectividad como medio para reducir la fricción superficial del cajón.

6.4.8. Detalles de diseño de cajones

Zapata

La profundidad de la zapata (o brocal) está gobernada por el grosor de los muros principales y del ángulo dado a las placas ancladas (o inclinadas). Este ángulo se debe determinar por el tipo de suelo a través del cual se hunde el cajón (figura 6.19). Generalmente, el ángulo se debe determinar según el factor dominante en el hundimiento, ya sea terreno blando en las primeras etapas, rocoso o firme en las siguientes. El grosor usual de las placas de forro es de 19 mm, y las abrazaderas se colocan tanto en el plano horizontal como en el vertical.

El diseño de la orilla de corte y su conexión con la zapata es un detalle importante. Se experimentan grandes concentraciones de esfuerzo en la orilla de corte cuando se hunde a través de pedregones, y la inclinación en este punto podría afectar el

¹ Un ejemplo se explica en la sección 6.6.3.

Tabla 6.2. Valores observados de la fricción superficial en cajones.

Lugar	Tipo de cajón	Medida aproximada (m)	Condiciones del suelo	Fricción superficial observada (kN/m ²)	Referencia bibliográfica
Puente del Bajo Zambesi	Pozo abierto y neumático (placas de acero)	11 x 6	Principalmente arena	22.75	Howorth ^{6,7}
Puente Howrah	Pozo abierto y neumático (placas de acero)	55 x 25	Arenas y arcillas suaves	28.75	Howorth y Shirley Smith ^{6,10}
Estación de Energía Uskmouth	Neumático (placas de acero)	50 x 33.5	12.2 m de arcilla suave, 6.1 m de arena	55.0	Wilson y Sully ^{6,11}
Grangemouth	Pozo abierto (Muros de concreto) (Muros de concreto)	13 x 13 19.5 x 10	Arcilla muy suave Arcilla muy suave	4.75 5.75 - 10.0	Murdock, discusión en el trabajo por Pike y Saurin ^{5,1}
Kafr-el-Zayat	Neumático (Placas de acero)	15.5 x 5.5	Arena y lino	18.7 - 26.3	Hyatt y Morley ^{6,12}
Torre Grand (río Mississippi)	Pozo abierto (Muros de concreto)	19 x 8.5	Limo y arena medio fina	Sobre W. L. 51.0, y abajo de W. L. 29.7	Newall ^{6,13}
Verrazano Narrows	Pozo abierto (Placas de acero)	69.5 x 39	De arena medio densa a arena densa y grava fina	84.75 - 95.4 ¹	Yang ^{6,6}
Río Jamuna	Pozo abierto (Muros de concreto)	12.2 de diámetro	Arena fina y limosa de medio densa a densa	5.4 - 29.7 ²	Chandler <i>et al.</i> ^{6,26}
Gowtami	Pozo abierto (Muros de concreto)	9 x 6	9.1 m de arena, 13.7 m de arcilla rígida y 7.6 m de arena	12.6	Ramayya ^{6,27}

¹ En la etapa más baja de hundimiento a 40 m.

² En un borde cortado de 2.9 m de profundidad sobre un hundimiento de 9 m de profundidad.

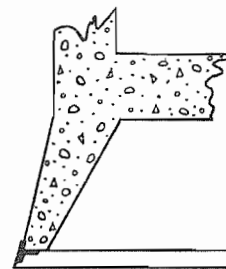
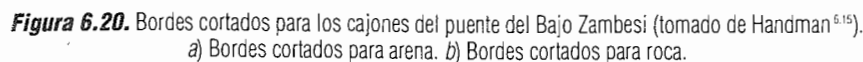


Figura 6.19. Ángulos para las placas inclinadas. a) Arcillas rígidas. b) Arcillas débiles y arenas.

nos resultó difícil encajar las tabla-estacas detrás de la orilla de corte al excavar alrededor de ésta bajo aire comprimido para remover los pedregones. Las zapatas de los cajones son a veces ensanchadas como lo muestra la figura 6.21, ya sea con el objeto de reducir la fricción superficial, o para prevenir que los cajones adyacentes se desgasten entre sí cuando se construyen muy cerca uno del otro. Sin embargo, la experiencia muestra que este ensanchamiento hace poco o nada para reducir la fricción superficial, y existe una mayor dificultad para mantener la verticalidad durante el hundimiento.

Los muros de los cajones se deben colocar a una distancia de 25 a 50 mm de la zapata. El espesor del muro está



dado por la necesidad de una mayor rigidez que resista tensiones severas que pueden ocurrir durante el hundimiento, y por la necesidad de dar suficiente peso para sobrepasar la fricción superficial. La ligereza en la construcción del muro para las etapas de flotación y de hundimiento se logra con construcciones de placa de acero hueco, utilizando placas de forro de 6 a 7 mm de grosor tensadas con ménsulas verticales y horizontales, como las de las zapatas. Las placas se deben distribuir en series de 1.2 a 2.4 m de alto. Estas son alturas convenientes para levantar, hundir y colar en un ciclo de 24 horas.

El refuerzo vertical se debe extender desde la punta de la zapata hasta la altura total de los muros para prevenir la tendencia de la zapata de, junto con los muros, continuar su progreso hacia abajo, mientras éstos se mantienen por la fricción superficial en los niveles superiores. También se debe poner refuerzo para el deslizamiento para resistir los esfuerzos en aumento que ocurren durante el hundimiento.

Se debe tener mucho cuidado al construir los muros y la zapata de un cajón para asegurar superficies verdaderamente planas en contacto con el suelo. El abombamiento de las placas de acero debido a las presiones externas del agua o del suelo, o a la presión interna del aire o del relleno de concreto, incrementará enormemente la resistencia al hundimiento.

6.4.9. Detalles de diseño para hundimiento con aire comprimido

Cámaras de aire

El número de cámaras de aire requerido en un cajón depende del número de hombres empleado en cualquier cámara de trabajo en un cajón. El tamaño de las cámaras de aire y pozos de ventilación se rige principalmente por la cantidad de material a ser excavado, esto es, por el tamaño del "balde de escombros". Reid y Sully^{6,18} han proporcionado mucha información sobre esto. Sus puntos principales son:

1. Para excavar en material duro, un hombre puede ser empleado efectivamente en un área de trabajo de 3.25 m² en un cajón, pero en material flojo como arena o grava, un hombre puede trabajar en 6.5 a 7.4 m².
2. Generalmente, el número de hombres en un cajón por pozo variará de 5 a 10, excepto en cajones muy pequeños. El número óptimo es de 10 hombres por pozo.

3. Se deben poner suficientes *cámaras de aire* para permitir que el material del pozo completo pase fuera del cajón en un tiempo razonable. Esto depende de la premura del trabajo. Para presiones moderadas, debe existir una cámara de aire por cada 93 a 111 m² de área de la base. Para altas presiones, se deben considerar dos *cámaras de aire* para la misma área debido al largo tiempo que lleva hacer pasar por la cámara cada pozo dentro y fuera del cajón.

4. El tamaño de la *cámara* depende del rango de excavación y del número de hombres a disponer. Por lo tanto, la cámara principal (cámara de escombros) debe tener un escape de tamaño suficiente para pasar a través de él el material excavado según la programación. Por ejemplo, con una base de área 93 m² por cámara, una esclusa de aire grande puede permitir desalojar 9.5 m³ de escombros por hora; para un trabajo continuo en el pozo, digamos a 2.0 bar, pasarán 188 m³ de material del pozo en 20 horas de trabajo efectivo. Esto resulta 113 m³ aproximadamente de material *en bloque* o 1.2 m de hundimiento por día. Con una cámara de aire más pequeña, en condiciones similares, la salida sería de 6.8 m³/h o 123 m³ de material en 20 horas, correspondientes a un rango de hundimiento de 0.79 m por día.

La cámara de aire del tipo "Gowring" (figura 6.22), originalmente diseñada por los hermanos Holloway, tiene dos cámaras para hombre y un diámetro de 1.12 por 1.83 m de altura en la cámara principal. Cada cámara para hombre puede acomodar a seis trabajadores y la cámara principal tiene un escape de 1 m³, el cual carga 0.8 m³ de concreto para mantener la masa dentro de la capacidad de una grúa de 2 ton. La cámara es de construcción soldada y se divide en dos partes para facilitar su traslado de un sitio a otro.

Provisión de aire

En Gran Bretaña, la provisión de aire para cajones y el equipo en las cámaras para hombre y para médicos, así como la operación de las cámaras, está regida por el Ministry of Labour and National Service (Ministerio del Trabajo y Servicio Nacional) en las Factories Acts (Actas de Trabajo) de 1961. El Work in Compressed Air Special Regulations (Trabajo en los Reglamentos Especiales de Aire Comprimido) de 1958 requiere que la planta para la producción y provisión de aire comprimido en la cámara de trabajo deba enviar una provisión sufi-

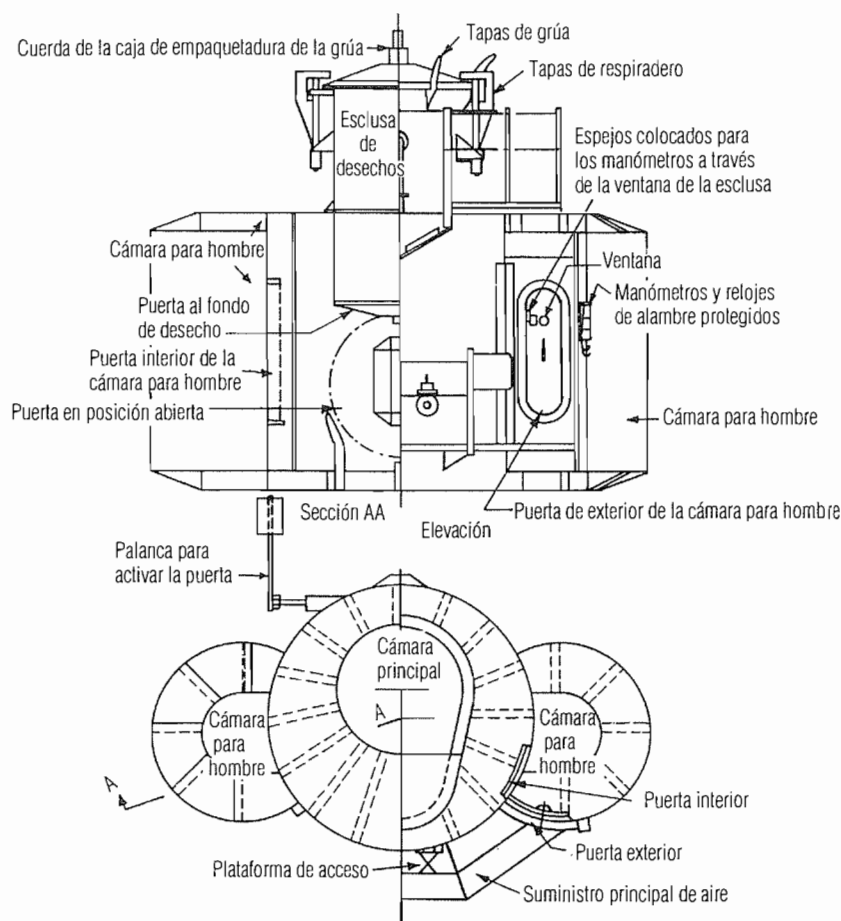


Figura 6.22. Arreglo general del tipo "Gowring" de una cámara bajo presión con doubles esclusas.

ciente para mantener una presión en la cámara de 0.30 m^3 de aire fresco por minuto, por persona, por el tiempo de estadía en la cámara. La CP 2004 recomienda que siempre que se lleve a cabo un trabajo que involucre aire comprimido a presiones de más de 1 bar por arriba de la presión atmosférica, se consulte al Medical Research Council's Decompression Sickness Panel (Panel del Consejo de Investigación Médica para Enfermedades producidas por Descompresión) que advierten sobre rangos de descompresión.

Si el aire suministrado de acuerdo con la regla anterior es mayor a la cantidad perdida bajo la orilla de corte y a través de las cámaras de aire, el excedente se debe liberar del cajón a través de una válvula de control.

Los compresores de aire son, por lo común, de tipo estacionario. Lo ideal serían los activados con motores de velocidad variable para permitir que la provisión de aire se incrementara progresivamente al tiempo de hundir el cajón. Se debe proporcionar, por lo menos, el 50 % de la capacidad del compresor con una fuente de poder alterna para emergencias.

Tratamiento del aire

El tratamiento de la provisión de aire proporciona mejores condiciones de trabajo y una mayor inmunidad a la aeroembolia. La planta de aire acondicionado debe ayudar a remover la humedad y el aceite, y a calentar el aire para ambientes de trabajo fríos, o a enfriarlo para climas cálidos. La necesidad de proporcionar aire frío y seco es especialmente importante para trabajar con aire comprimido en climas calientes y húmedos. El suministro de aire de los puentes de Bagdad descrito por Reid y Sully^{6,18} tuvo dos etapas de enfriamiento y un deshumidificador de gel de silicón que redujo la temperatura a menos de 26.6°C en forma continua, a pesar de que la temperatura externa a la sombra era de 48.8°C . La humedad relativa en la cámara de trabajo de estos cajones rara vez excedía del 75 %. En climas fríos, es adecuado tener *cámaras para hombre con calefacción*, ya que el enfriamiento del aire que siempre ocurre durante la descompresión puede causar malestar en los ocupantes.

6.5. CONSTRUCCIÓN DE CAJONES Y MÉTODOS DE HUNDIMIENTO

6.5.1. Sitio de construcción para la zapata

Lo usual en la construcción de cajones es construir la zapata en tierra y deslizarla o bajarla al agua para que flote hasta el sitio, o construirla en un muelle seco, el cual es subsecuentemente inundado para hacer flotar la zapata hasta llegar al sitio. Los *cajones en tierra* se construyen directamente en su posición final. Las zapatas construidas en la ribera de un río u otra corriente de agua se deslizan hacia el agua, o se ruedan sobre una cuña horizontal y después se bajan y se suspenden mediante un sistema de gatos hidráulicos y cadenas horizontales hasta ponerlos en posición vertical. Las riberas levemente elevadas sobre corrientes de agua con alto rango de mareas favorecen la construcción con métodos de flotación (figura 6.23a), mientras que las riberas escalonadas con mareas leves o inexistentes usualmente requieren de construcciones rodantes en un plano horizontal (figura 6.23b).

Se debe tener cuidado de evitar la distorsión de la zapata durante la construcción. En suelo pobre, la práctica común es poner una capa gruesa de piedra molida o ladrillo sobre el sitio de construcción y sostener los caminos de la rampa sobre pilotes de madera o acero.

Los trabajos temporales resultan económicos si se construyen los cajones en su posición final. Esto se puede efectuar con

cajones en tierra, y para trabajos sobre ríos a veces es posible tomar ventaja de los sitios de agua poco profunda construyendo cajones sobre el lecho seco del río o sobre islas de arena. Esto es recomendable únicamente cuando los periodos de marea baja se puedan predecir con razonable seguridad y no exista riesgo de inundaciones súbitas.

En algunas circunstancias puede ser económico construir un muelle especial para construir las zapatas de los cajones. Dorman Long and Co. construyó tres cajones para el puente del tren Kafr-el-Zayat en su localización final sobre un muelle flotante de barcasas sumergibles (figura 6.24).

6.5.2. Remolque hasta el sitio de hundimiento

La operación de remolque de un cajón desde el sitio de construcción hasta su ubicación final se debe planear cuidadosamente. Se deben realizar sondeos a lo largo de la ruta para asegurar una profundidad adecuada del nivel de agua en estos particulares de marea o en diferentes etapas del río sobre las cuales se planea el remolque. Un requisito esencial para el programa de levantamiento, remolque y hundimiento es el diagrama de estabilidad para el cajón. Éste muestra el calado en cada etapa de construcción. El diagrama de estabilidad utilizado para el Kafr-el-Zayat se muestra en la figura 6.25. En estos diagramas, *el calado* es medido contra el peso del cajón para diversas condiciones de flotación libre o flotación con aire

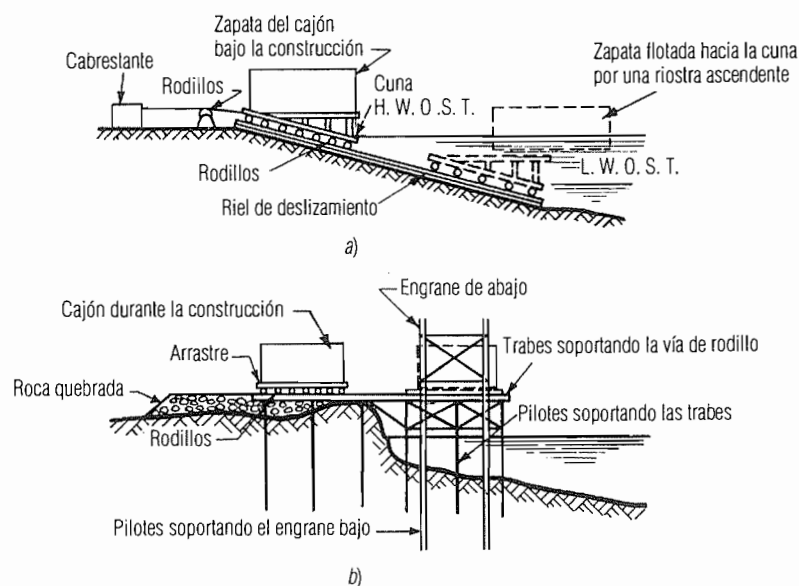


Figura 6.23. Métodos de la construcción de una zapata de cajón en una ribera de río. a) En una ribera de río poco inclinada. b) En una ribera de río escalonada.

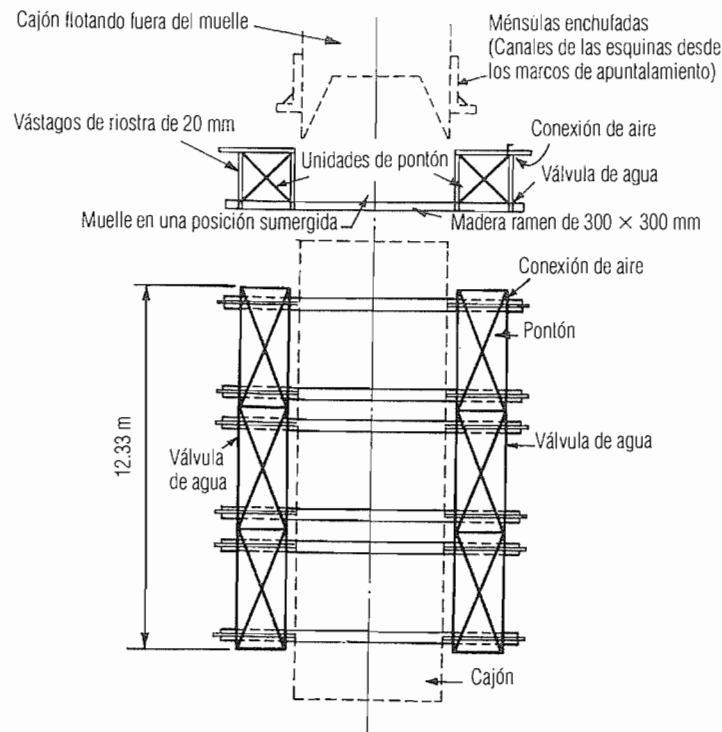


Figura 6.24. Muelle flotante para la construcción de cajón en el puente del ferrocarril de Kafr-el-Zayat (tomado de Hyatt y Morley^{6,12}).

comprimido en la cámara de trabajo. El peso de cada traca del forro de placa y de concreto en los muros que se debe añadir para obtener el calado deseado se puede leer en el diagrama. También se pueden leer las presiones de aire requeridas en la cámara de trabajo para obtener cualquier nivel interno de agua deseado.

6.5.3. Preparación del lecho

La primera operación es la de realizar sondeos sobre el sitio de hundimiento para determinar si se requiere dragar o rellenar para obtener un lecho nivelado para la zapata del cajón. Se debe realizar un estudio del régimen de la corriente de agua para determinar si pudiera ocurrir algún movimiento en el lecho debido a variaciones en la corriente. Dicho movimiento puede causar dificultades para mantener el cajón nivelado al momento de colocarlo en el fondo, especialmente en las últimas etapas, cuando la velocidad incrementada bajo la orilla de corte pudiera causar un recorrido no uniforme. Se pueden resolver las dificultades en el movimiento del lecho hundiendo entramados flexibles en el sitio de hundimiento. Se utilizaron entramados de mimbre de 61 por 97.5 m cargados con una capa de 0.6 m de roca molida, para el puente sobre el río Mississippi en Memphis.^{6,19}

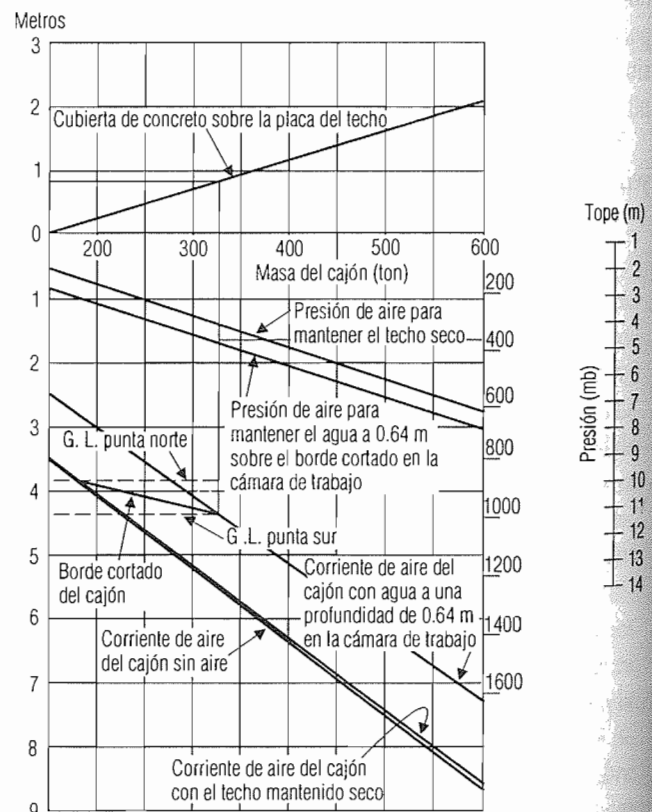


Figura 6.25. Diagrama de estabilidad para el cajón núm. 8 en el puente del ferrocarril de Kafr-el-Zayat (tomado de Hyatt y Morley^{6,12}).

Se utilizaron entramados de nailon para el hundimiento de los cajones en los trabajos del Plan Delta Holandés. Los entramados fueron ensamblados en *pliegues de concertina*, y un equipo especialmente diseñado sobre una barca los desplegaba en el lecho marino.

6.5.4. Estructuras de soporte

Los diversos métodos utilizados para *sostener* un cajón en posición durante su hundimiento incluyen:

- una cerca formada por pilotes;
- boyas* formadas con grupos de pilotes o con celdas en distribución circular;
- hundimiento a través de una isla de arena;
- cables de acero hacia anclas sumergidas.

La elección del método depende del tamaño del cajón, de la profundidad del agua y, particularmente, de la estabilidad del lecho en la corriente de agua. Las condiciones del lecho en la ubicación del puente Mackinac en Estados Unidos^{6,20} resultaron favorables para la construcción de una *cerca de pilares* para los cajones circulares en dos zonas de dos pilas (figura 6.26). El espacio de 4.6 m de ancho entre los dos pozos de acero se dividió radialmente en ocho compartimientos impermeables. Se espaciaron cuatro torres tubulares de acero a distancias iguales alrededor de los cajones. Las torres fueron prefabricadas y llevadas con barcas al sitio donde fueron hundidas hasta el lecho del río. Entonces se bajaron pilotes de traves de carga en H de 304.8 mm por 33.5 kg a cada uno de los pilotes de tubería de 508 mm hasta llegar al tope. Se echó lechada en el espacio entre las tuberías y los

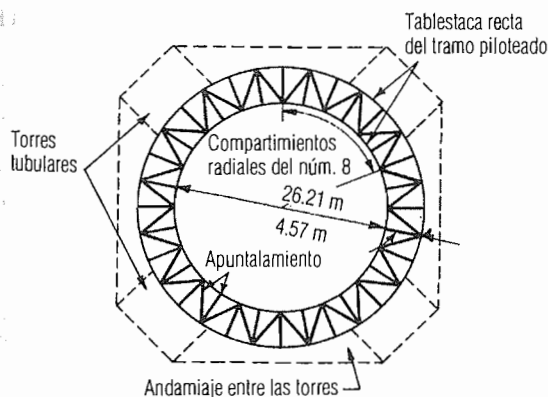


Figura 6.26. Cajón para la pila norte de la torre, puente Mackinac (tomado de Boynton^{6,20}).

pilotes. Se construyeron tres torres en esta forma conectadas por armados reticulares tipo caja. Se construyó la cuarta torre después de flotar el cajón, y se completó la cerca con armados adicionales unidos. Se dejó un espacio de 30 cm entre el cajón y las torres.

El cajón de 67 por 29 m para el anclaje occidental del puente Memorial de Delaware, Estados Unidos^{6,21} se rodeó por una pluma rectangular formada por dos celdas en distribución circular de 9 m de diámetro rellenas de arena en cada lado largo del cajón, y con dos boyas de acero formadas con tres pilotes verticales y tres pilotes abatidos en el lado corto. Se colocó alambreado entre las celdas y las boyas para dejar un espacio de 1.2 m alrededor del cajón. Una vez remolcados en el cajón, se trajeron otras dos boyas para completar el cuarto lado de la cerca.

Se utilizaron ínsulas de arena para cuatro de las pilas de cajones en el puente Baton Rouge sobre el río Mississippi^{6,22}. El río de fuerte corriente era conocido por provocar un profundo deslave, así que se colocó protección del lecho a los sitios de las dos pilas más profundas en la forma de *entramados de tabla* de 137 por 76 m. Las ínsulas tenían 34 y 37 m de diámetro respectivamente, y se formaban por cascos de placa de acero rellenos de arena. Los cascos estaban rodeados por una doble fila de pilares (figura 6.27). Las ínsulas de arena angostaban el paso del agua de 730 a 97 m entre éstas, lo que causó mucho deslave, y ni aun los *entramados* pudieron evitarlo. El deslave en el pilote 3 era de 12 m de profundidad, y un deslave

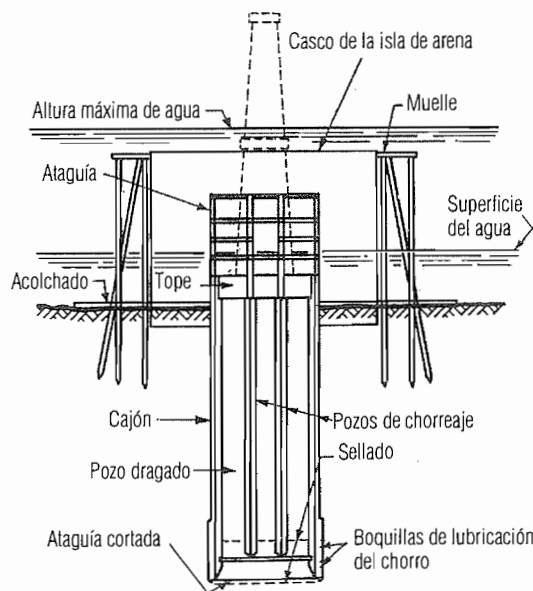


Figura 6.27. Isla de arena usada para la construcción del cajón en el puente Baton Rouge (tomado de Blaine^{6,22}).

similar en el pilote 4 ocasionó que todo el relleno de arena de la ínsula desapareciera en 2 o 3 minutos.

La presión externa del agua en el casco empujó entonces la placa de 9.5 mm provocando su rompimiento. El cajón, que hasta ese momento había penetrado 4.6 m en el lecho del río, se inclinó 2.1 m en la dirección del puente, y 0.6 m en la otra dirección, y sólo se enderezó con gran dificultad. Estas experiencias enfatizan los peligros resultantes de las obstrucciones a la marea causadas por trabajos temporales en un río con un lecho erosionable.

El mínimo de construcción temporal y el menor riesgo de erosión del lecho se obtienen con el método de asegurar un cajón flotante a anclas sumergidas; el cajón estará sujeto con *pontones flotantes*. Este método es particularmente adecuado para una estructura de apertura múltiple cuando el alto costo de capital de una detallada *planta de hundimiento* montada sobre pontones se pueda extender sobre varios cajones; cuando existen andamiajes fijos para las pilas en una estructura de *tramos múltiples*, se desperdiciará mucho tiempo llevando y sacando pilas para la construcción de los andamios en cada sitio de pilas, con el inevitable daño debido al repetido reutilizamiento. Una planta flotante es muy móvil, y puede ser rápidamente cambiada de una pila a otra de acuerdo con las condiciones cambiantes del nivel del río y de la accesibilidad a niveles bajos de agua. En estas condiciones, es ventajoso diseñar una planta flotante adaptable para trabajar en seco.

La distribución de la planta flotante diseñada por Cleveland Bridge and Engineering Ltd. para el puente del Bajo

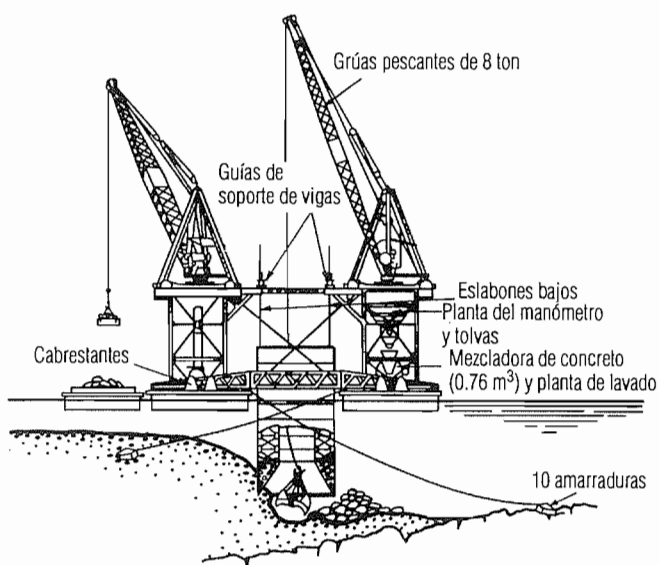


Figura 6.28. Cajón bajado desde la planta de flotación en el puente del Bajo Zambesi (tomado de Howorth⁶⁷).

Zambesi⁶⁶ se muestra en la figura 6.28. Los dos cables corriente arriba consistían de 10 ton de concreto o *plomos de acero fundido*, y los cuatro cables transversales eran hundidores similares de 5 ton. Los cables corriente abajo consistían de un *hundidor* simple de 5 ton.¹

Un andamiaje de acero para llevar la zapata del cajón se erigió en las barcasas gemelas. Se montaron dos grúas derrick de vapor de 8 ton en el andamiaje, junto con una planta de concreto, compresores de aire, hundidores neumáticos y remachadores, bombas hidráulicas, equipos de iluminación y calentadores de vapor para cualquier propósito. Se proporcionaron cuatro de estos juegos de flotación.

Los equipos de flotación utilizados para los puentes Rey Feisal y Rey Ghazi sobre el río Tigris en Bagdad^{6,18} fueron mucho más elaborados en diseño (figura 6.29). Una grúa derrick eléctrica de 2 ton se montó en la parte superior de la superestructura sobre cada *pontón*. Con una de estas grúas derrick se manejó el material excavado a través de las dos cámaras de aire, y la otra llevó concreto desde la planta mezcladora hacia las cámaras de aire. En el lado de la contracorriente se puso una grúa derrick de 5 ton para erigir el armazo de acero del cajón, transportar la mezcla de concreto de la barcaza a la planta de concreto y manejar las cámaras de aire y los cubos de aire del cajón. En el muelle alto había también un tanque grande de agua fresca, un cobertizo para 50 ton de cemento y un equipo y una cámara de aire para médicos.

La planta de concreto erigida en uno de los *pontones* contenía dos mezcladoras de 0.38 m³ a nivel del muelle del *pontón* alimentando la cabriola hasta el fondo del *pontón*. Se levantó un carro con rieles y una *tolva* dentro de la superestructura con un aparato para aumentar el volumen. En el *pontón* opuesto había un compresor de aire eléctrico de 8.5 m³/min, un compresor de diesel de 8.5 m³/min y uno portátil de diesel para herramientas neumáticas. Tres generadores de diesel de 75 kW suministraban la energía eléctrica, dos funcionando a nivel moderado y uno de repuesto.

Los *pontones* se amarraron por un cable a contracorriente y cuatro amarres de peto. El cable a contracorriente consistía de tres bloques de concreto de 3 ton (con canales de acero *voladizos*) colocados en serie, un cable de amarre de 50 mm de diámetro conectado a un aparejo de seis partes de 30 ton que guiaba un brazo de 5 ton en la superestructura. Los *cables de peto* eran cada uno un bloque de concreto de 3 ton conectado directamente a dos montacargas manuales de 2 ton.

¹ Cuando se amarra una instalación flotante en aguas de marea es necesario proveer cables de corriente arriba y abajo por igual si la velocidad del flujo y reflujo de la marea es, más o menos, la misma.

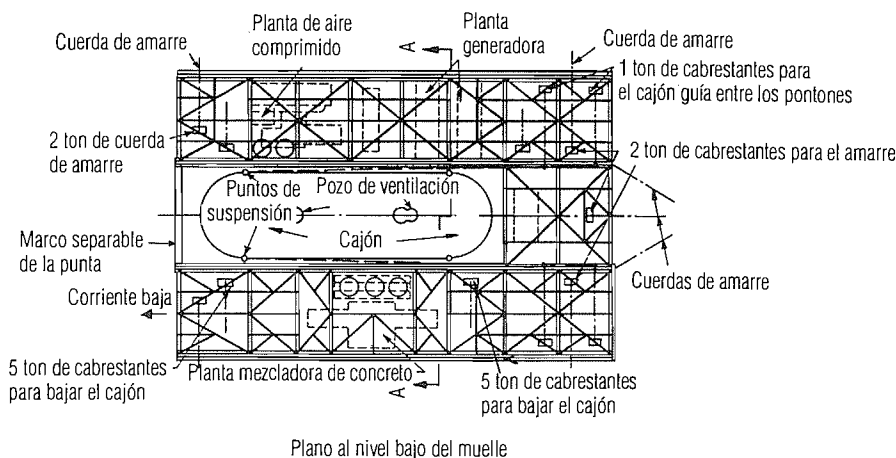
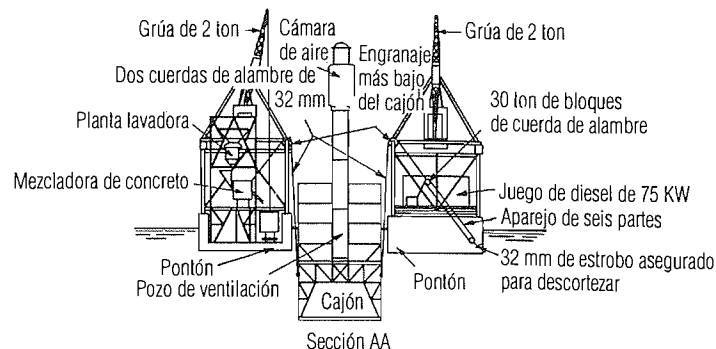


Figura 6.29. Cajón bajado desde la planta de flotación para los puentes del río Tigris Bagdad (tomado de Reid y Sully^{6.18}).

6.5.5. Descenso de cajones

Se utilizan cuatro métodos principales para mantener la posición y verticalidad de los cajones durante el hundimiento.

Estos son:

- hundimiento libre que utiliza guías entre los cajones y andamiajes fijos o planta flotante;
- descenso por bloque y aparejo desde el andamiaje de pilotes o de la planta flotante;
- descenso por cadenas de suspensión y gatos desde el andamiaje de pilotes o de la planta flotante;
- descenso sin guías pero controlando la verticalidad mediante el uso de domos de aire.

La distribución de bloque y aparejo utilizados para los puentes del río Tigris en Bagdad se muestran en la figura 6.29. Los cajones estaban suspendidos en cuatro puntos por cuerdas de acero dobles que pasaban por poleas arriba de la superestructura. Los cables estaban unidos a aparejos de seis partes de 30 ton que guiaban montacargas manuales de 5 ton. Los apa-

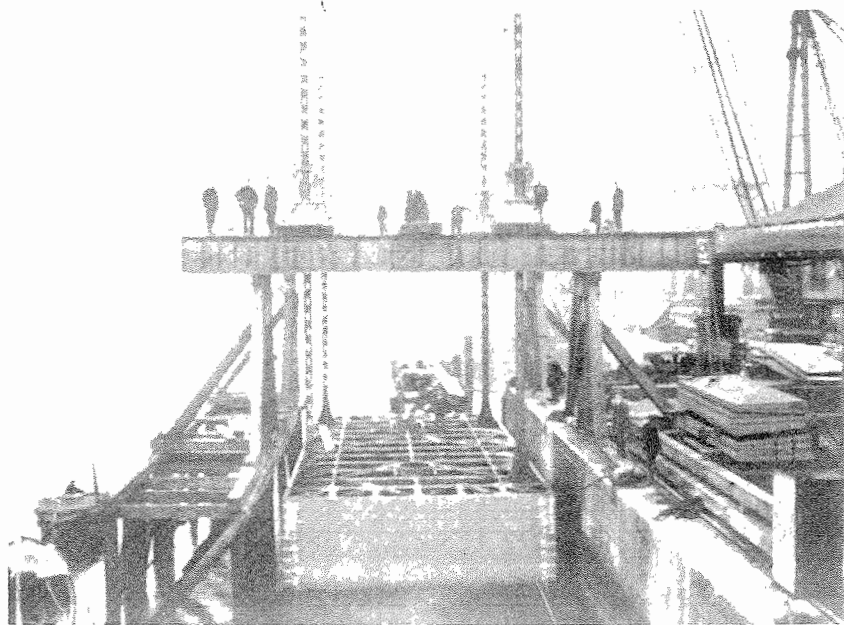
rejos localizados a lo largo de los lados del cajón atados a montacargas manuales de 1 ton en cada pontón daban el control de la dirección. Las guías de madera entre los pontones y los cajones daban la posición lateral. Al tiempo que se procedía con el hundimiento y el relleno de concreto, siempre se mantuvo el peso en la *maniobra de descenso* para mantener el control total de verticalidad hasta que la orilla de corte hubiese penetrado un metro o más en el lecho del río.

George Wimpey & Co. utilizó las cadenas de suspensión para descender dos cajones neumáticos en el lecho del río Clyde en Plantation Quay, Glasgow. Las cadenas estaban sujetas al cajón y los gatos operados desde ménsulas cargadas por los andamios de los pilotes (figura 6.30).

6.5.6. Hundimiento de cajones abiertos

Cuando un cajón alcanza la etapa en la que se tiene que agregar concreto para mantener el movimiento descendente, el rango de hundimiento se debe controlar por un ciclo fijo de operaciones. El procedimiento usual es mantener un ciclo

a)



b)

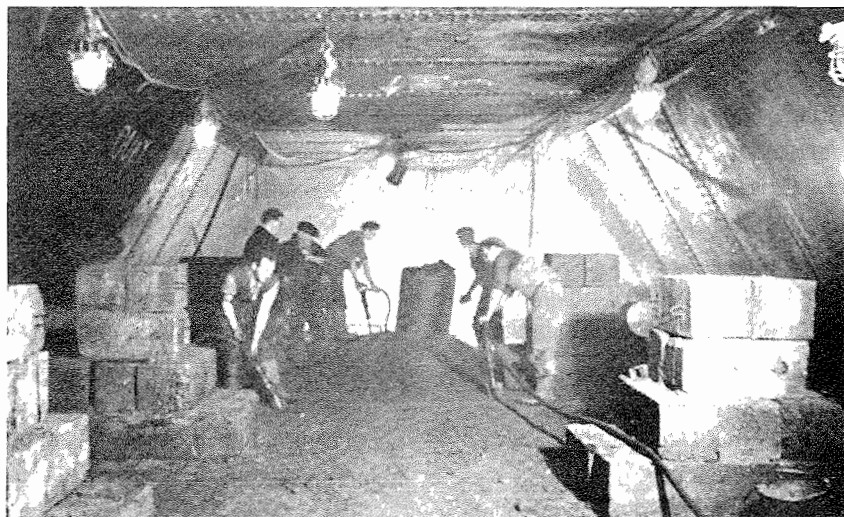


Figura 6.30. a) Descenso de la zapata del cajón neumático hacia el río Clyde preparatoria para remolcar el hundimiento en sitio en la Quay Plantation, Glasgow. b) Interior del cajón neumático en Quay Plantation, Glasgow. Note la presencia de los bloques de concreto precolado para disminuir el hundimiento del cajón hasta alcanzar el nivel requerido de cimentación.

de 24 horas de excavación de los pozos, levantar placas de acero o armados en los muros, y aplicar una elevación de concreto de 1.2 a 2.4 m sobre los muros. El hundimiento debe proceder continuamente, pero el ensamblaje y el soldado del material de acero se deben programar para las horas de luz. El nivel de concreto se debe controlar por referencia a los diagramas de estabilidad.

La parte alta de la placa de superficie se debe mantener siempre como a 1 m sobre el nivel del agua para protegerla de un aumento inesperado del nivel. Sin embargo, la parte libre no debe ser tanta que haga que el centro de gravedad sea demasiado alto como para dar un control apropiado de verticalidad.

El control de la verticalidad se puede obtener por uno o la combinación de los siguientes métodos:

- a) agregar concreto en un lado u otro;
- b) dragado diferencial por debajo de la orilla de corte,
- c) jalar por *bloque y maniobra* las anclas;
- d) presión de aire bajo la orilla de corte en el lado "colgante".
- e) colocar enjunque (*kentledge*) en un lado u otro.

6.5.7. Métodos de excavación

El trascabo es el método de excavación más comúnmente utilizado para cavar pozos abiertos aunque se utilizan bombas de chorro operadas por aire comprimido o presión de agua. La figura 6.31a y b muestra la distribución de eyectores de aire comprimido. El aire comprimido es inyectado en la tubería de elevación a través de los orificios de un colector, y el agua aireada, de menor densidad que el agua que la rodea, fluye por la tubería hasta la superficie. Se utilizan chorros de agua o aire para aflojar la arena en la base de la zona excavada. Un factor esencial para el éxito en la excavación con eyectores es que el material no debe ser cohesivo; por ejemplo, gravas, arenas o limos arenosos. Si se aplican los chorros sobre arcillas suaves o limos arcillosos, únicamente formarán un agujero vertical a los lados y el material no tenderá a subir hacia la bomba a menos que sea ayudado por chorros de agua independientes.

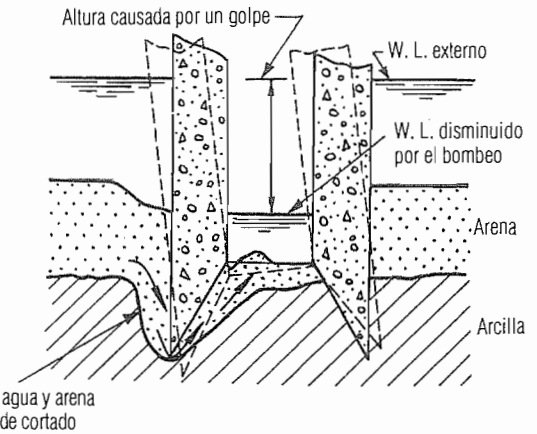


Figura 6.32

6.5.8. Liberación de un cajón "colgante"

Si la excavación se vuelve difícil, el cajón puede ser parcialmente empujado hacia afuera. Esto incrementa el peso efectivo y, por lo tanto, el esfuerzo para hundirlo. En la India, esto es conocido como "corriendo los pozos". El procedimiento puede ser peligroso cuando la orilla de corte sólo ha penetrado un estrato de arcilla localizado bajo arena con soporte de agua (figura 6.32). El agua en la arena puede empujarlo hacia afuera a través de un grosor limitado de arcilla, causando un "soplo" localizado en seguida por una inclinación en el cajón.

Se pueden utilizar explosivos en los pozos para causar un

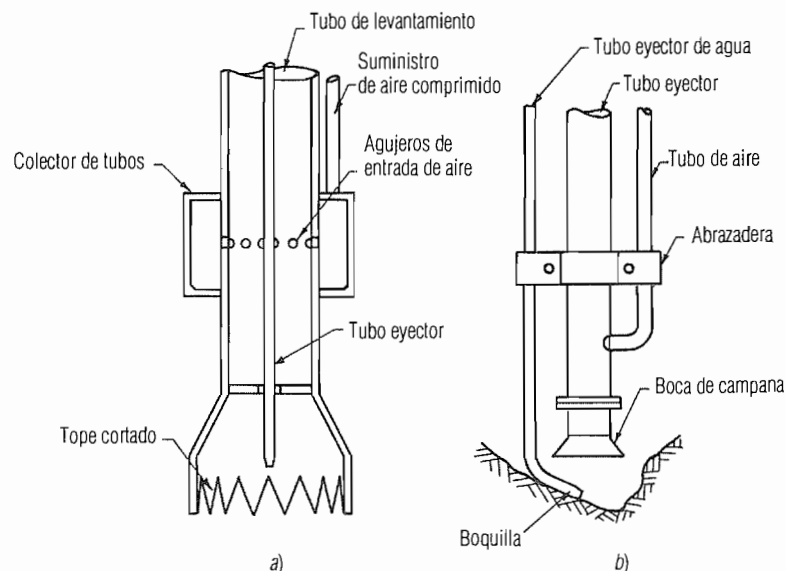


Figura 6.31. Tipos de eyectores de aire comprimido. a) Bomba de levantamiento de aire. b) Eyector de aire/agua.

rompimiento temporal de la fricción de la superficie, pero rara vez son efectivos para romper material rígido bajo la orilla de corte. Se pueden colocar cargas explosivas cuidadosamente por medio de buzos para romper rocas u otros obstáculos para el hundimiento.

Los chorros de agua no son usualmente efectivos para liberar cajones colgantes, ya que las condiciones "pegajosas" de hundimiento por lo común ocurren en arcillas rígidas o arcillas pedregosas que no son adecuadas para ser removidas con chorros.

6.5.9. Cajas-dique

En algunos cajones, la estructura permanente termina bajo un nivel bajo de agua, y las pilas se construyen en el muelle sobre el cajón. En estos casos es necesario colocar una caja-dique temporal arriba del cajón sobre la cual se construirán las pilas en seco. Las cajas-dique se pueden cons-

truir en madera machihembrada, en hojas de madera con fieltro bituminoso, o en casos de trabajo repetitivo, con una hoja de acero seccionada con placas de acero o pilotes que se fijan a las láminas. Este último método se utilizó para los puentes del río Tigris (figura 6.33). Las orillas bajas de las tablestacas se hicieron impermeables colocándolas, para sostener, contra un brocal de concreto de 178 mm de alto colocado sobre la cima del cajón. El brocal fue colocado con una ménsula de acero siguiendo la forma de la caja-dique. Se fijó otra ménsula al fondo de las tablestacas de acuerdo con el ángulo del brocal y, para completar el sello, un alerón de hule extendido sin presión bajo el marco de la ménsula en la caja-dique. La presión externa del agua la forzó contra la ménsula del brocal. Cuando se tuvo que remover la caja-dique, ésta fue llevada a flote removiendo el sello de hule. Como precaución contra un aumento inesperado en el nivel de río, se tuvo disponible una sección de extensión de placa de acero que, de ser necesario, se atornillaría rápidamente en posición en lo alto de las tablestacas.

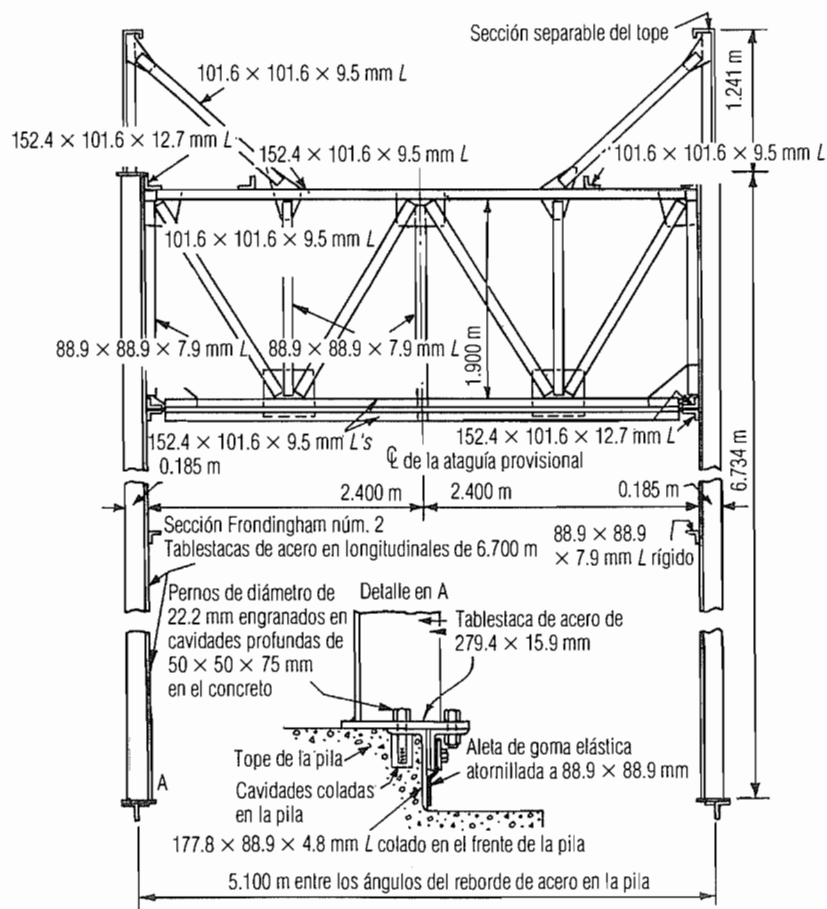


Figura 6.33. Ataguía provisional edificada sobre cajones para los puentes del río Tigris, en Bagdad (tomado de Reid y Sully^{6,18}).

6.5.10. Hundimiento de cajones neumáticos

El control de la posición y de la verticalidad de los cajones neumáticos es más sencillo que en los cajones abiertos. Es posible mantener el control por medio de ajustes cuidadosos en la excavación bajo la orilla de corte y, si esto no fuera suficiente, se pueden utilizar ademes de rastrillo en la cámara de trabajo, o el cajón se puede remover por completo durante las primeras etapas de hundimiento colocando cuñas de deslizamiento o "pateadores" bajo la orilla de corte.

La excavación en la cámara de trabajo se lleva usualmente a cabo a mano con palas o con grúa, herramientas de aire comprimido como palas de arcilla, o "quebrantadores" utilizados en arcillas duras o rocosas. Cuando las excavaciones se realizan sobre arenas o gravas, se pueden utilizar chorros de agua dirigidos manualmente para deslizar el material hacia un colector, desde donde se eleva hacia la superficie con un "roncador". Este último es únicamente un tubo con la boquilla superior abierta y la inferior sumergida en el agua dentro del colector. Al abrir una válvula en el tubo del "roncador", el agua y la tierra se fuerzan, por la presión del aire en la cámara de trabajo, hacia afuera del cajón. El "roncador" también realiza una función útil al limpiar el agua del piso de la excavación, si el suelo es demasiado impermeable como para que la presión del aire lleve agua hasta él. Se pueden diseñar potentes chorros de agua para girar desde monitores fijos al techo de la cámara de trabajo. Boquillas de chorro de agua de 750 m³/h a una presión de 8.5 bar fueron utilizadas para excavar en la cámara de trabajo de cajones que formaron la línea ferroviaria bajo tierra de la Estación Central a Amstel en Amsterdam.⁶⁹

Se debe regular la provisión de aire comprimido para dar una ventilación adecuada a los trabajadores. En tierra permeable, esto se logra fácilmente dejándola escapar a través del suelo y bajo la orilla de corte. Sin embargo, en el hundimiento en arcillas y limos impermeables, la ventilación se debe mantener abriendo una válvula para permitir que el aire escape a través del techo del cajón. Se requiere de una regulación cuidadosa de la presión del aire en hundimientos de terreno afectados por cambios en los niveles de marea.

No se debe permitir fumar ni encender otras luces dentro de la cámara de trabajo debido al riesgo de encontrar gases explosivos, como por ejemplo metano (gas del fango), durante el hundimiento. Se deben mantener vigiladas las excavaciones adyacentes. Se han reportado accidentes debidos al aire comprimido que pasa a través de los lechos de *turba* y

que se queda sin oxígeno por la oxidación de la misma. El escape de este aire desoxigenado hacia espacios cerrados de excavaciones ha causado asfixia a los trabajadores.

En suelos muy permeables, el escape del aire puede ser tan grande como para sobrecargar la planta compresora. La cantidad que escapa se puede reducir enormemente aplicando previamente una lechada a la tierra con cemento, arcilla o químicos como los que se describen en la sección 11.3.7.

6.5.11. "Desinflado" de cajones

Si un cajón neumático deja de hundirse por un aumento en la fricción superficial, se puede mover mediante un proceso conocido como "desinflado". Esto incluye la reducción de la presión del aire para aumentar el peso efectivo del cajón, incrementando así, el esfuerzo de hundimiento. Este proceso no es efectivo si el suelo es tan permeable que el aire escape por debajo de la orilla de corte a mayor velocidad de la que se puede lograr al abrir una válvula. Se debe tener un control cuidadoso durante el "desinflado" en suelo que contiene pedregones, o cuando el cajón debe descansar sobre un lecho irregular de roca. En algunas circunstancias, puede ser necesario excavar grandes puntos en la roca y llenarlos con arcilla, para después "desinflar" el cajón en la arcilla.

Newell^{6,13} describió un ejemplo de las dificultades para hundir sobre roca un cajón neumático con pilas, para un puente de tubos sobre el río Mississippi en Grand Tower, Illinois.

Por ninguna circunstancia se debe "desinflar" un cajón en tierra blanda o suelta, ya que esto ocasionaría que el suelo entrara a la cámara de trabajo, incrementando la cantidad a ser excavada. También existe el riesgo de perder suelo en la cámara de trabajo, lo que causaría el asentamiento de estructuras adyacentes. Se debe recordar que los cajones neumáticos son, en muchas ocasiones, utilizados como salvaguardas contra estos asentamientos. El "desinflado", si es bien controlado, es un procedimiento seguro en arcilla rígida.

Si un cajón es hundido libremente sin la necesidad de "desinflarlo", se deben tomar medidas para parar el hundimiento al alcanzar el nivel de la cimentación. Esto se logra con la ayuda de bloques de concreto colado en pozos excavados en cada esquina de la cámara de trabajo a un nivel tal que el cajón descansa en los bloques al nivel de la cimentación deseado (figura 6.30).

6.5.12. Sellado y relleno de cajones

Cajones abiertos

Generalmente se utilizan buzos para sellar el fondo de los cajones abiertos. Los cajones del puente Memorial de Delaware^{6.21} se sellaron sin la ayuda de buzos. El suelo se niveló por medio de un aparato rotatorio de chorro, y se removieron grandes puntos con la ayuda de una bomba de elevación de aire. Cuando los cajones se encuentran sobre arena, es permisible nivelar el fondo arenoso a una altura final como de 0.5 m sobre la orilla de corte. Cuando los cajones están cimentados sobre arcilla rígida o roca es conveniente que el área alrededor del centro del pozo esté a un nivel más bajo que la orilla de corte. Dichas áreas más profundas deben ser rellenadas con concreto. El concreto para sellar los pozos se coloca por medio de una tubería *tremie* o de abertura inferior abierta al grosor requerido, y nivelado burdamente con la ayuda de un piloto; después de esto, se bombea arena o agua para rellenar el espacio remanente en los pozos.

Cajones neumáticos

El concreto en cajones neumáticos se coloca en seco. El procedimiento para cajones pequeños es como lo describen Wilson y Sulky.^{6.18} consiste en colocar primero una capa de 0.6 metros de espesor de concreto relativamente manejable sobre el piso de la cámara de trabajo, apisonándolo bien bajo la orilla de corte. Entonces se pone, cuidadosamente, el concreto duro bajo el hueco de las placas y se le dirige hacia el pozo de aire, apisonando bien las capas superiores contra el techo de la cámara de trabajo. Se rellena el espacio bajo el pozo de aire con concreto más o menos húmedo nivelado justo abajo del fondo del pozo. Se coloca una lechada de proporción 1:1 cemento y arena en el pozo y se deja que llene la sección inferior de 1.5 m, la cual se deja permanente. La presión del aire se eleva entonces a 0.3 o 0.6 bar sobre la presión normal de trabajo para reforzar la lechada en el concreto y llenar cualquier hueco bajo el techo de la cámara. El pozo se recarga con lechada cuando sea necesario y, por lo común, resulta que la cantidad total de lechada requerida corresponde a un volumen igual al de la capa de 40 mm de espesor localizada bajo el techo de la cámara. Después de dejar la lechada bajo presión de aire durante dos días, se rellena el espacio remanente en la parte superior del pozo de aire de 1.5 m de altura con concreto. Luego de tres o cuatro días de

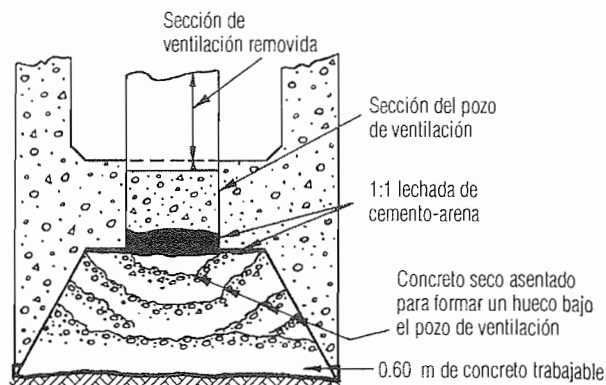


Figura 6.34. Cámara de trabajo de colado de concreto de un cajón neumático.

haber terminado la lechada, se puede retirar la presión de aire del cajón y dismantelar los remanentes de cámaras y pozos de aire. La figura 6.34 ilustra el método para el colado. El concreto en cajones grandes se coloca por medio de bombeo como lo describe Mitchell.^{6.9}

6.6. EJEMPLOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CAJONES

6.6.1. Cajón de caja para la estación eléctrica de Hong Kong

La localización de la sala de bombas para el enfriamiento de agua para la extensión de la Hong Kong Electric Power Company's North Point Generating Station (Estación Generadora de North Point de la Compañía Eléctrica de Hong Kong), construida por George Winpey & Co. estaba bajo un montículo de grava que formaba la cimentación para un muro marino de mampostería. El muro tuvo que ser demolido para dejar espacio para la sala de bombas. Era imposible construir la sala de bombas en forma normal dentro de una caja-dique, ya que los pilotes no pudieron penetrar el montículo de grava, y la base de la excavación se encontraba sobre arena permeable. Por lo tanto, se decidió construir la sala de bombas en forma de un cajón de caja, flotando hasta su posición y hundido hasta un lecho nivelado preparado por buzos. La sección inferior, que medía 20.6 por 12.2 por 2.6 m de profundidad, con una masa superior a las 400 ton se construyó sobre un desnivel a lo largo del puerto y se remolcó sobre plataformas sostenidas en una *artesa* de madera con ruedas de acero sobre una vía. Se echó a flote con un hundimiento de 1.7 m y se remolcó a través del puerto hasta un embarcadero cercano a su destino final. Entonces los muros se elevaron

para incrementar la masa hasta 1400 ton y la profundidad hasta 5.8 m (figura 6.35). Se llevó, mediante remolcadores, hasta el espacio abierto en el muro del mar y se hundió con inundación controlada en el lecho preparado. El montículo de grava y el muro se habían excavado con trascabo por medio de grúas de 7 ton montadas en el embarcadero. Los buzos colocaron cargas explosivas para aflojar la mampostería. Se niveló el área de la cimentación por medio de una cuidadosa guía entre pares de rieles de acero, y se terminó con una capa de astillas de granito. En el interior del cajón se colocó lechada a través de tuberías de 50 mm hacia la placa base.

6.6.2. Cajones de caja para rompeolas en la Marina Brighton

Los rompeolas este y oeste cerrando el área del puerto de la Marina Brighton^{6.23, 6.24} consisten en cajones de caja cilíndricos de concreto reforzado como lo muestra la figura 6.36. Cada cajón se construyó con moldes deslizantes sobre un lecho moldeado que se localiza en la playa. Después de colocarlos, los cajones fueron movidos sobre un riel por medio de un carro de rodamientos de acero que corría sobre rieles. Cuando un cajón estaba listo para su colocación, era elevado sobre un carro de transferencia, el cual era soportado por dos carros de platafor-

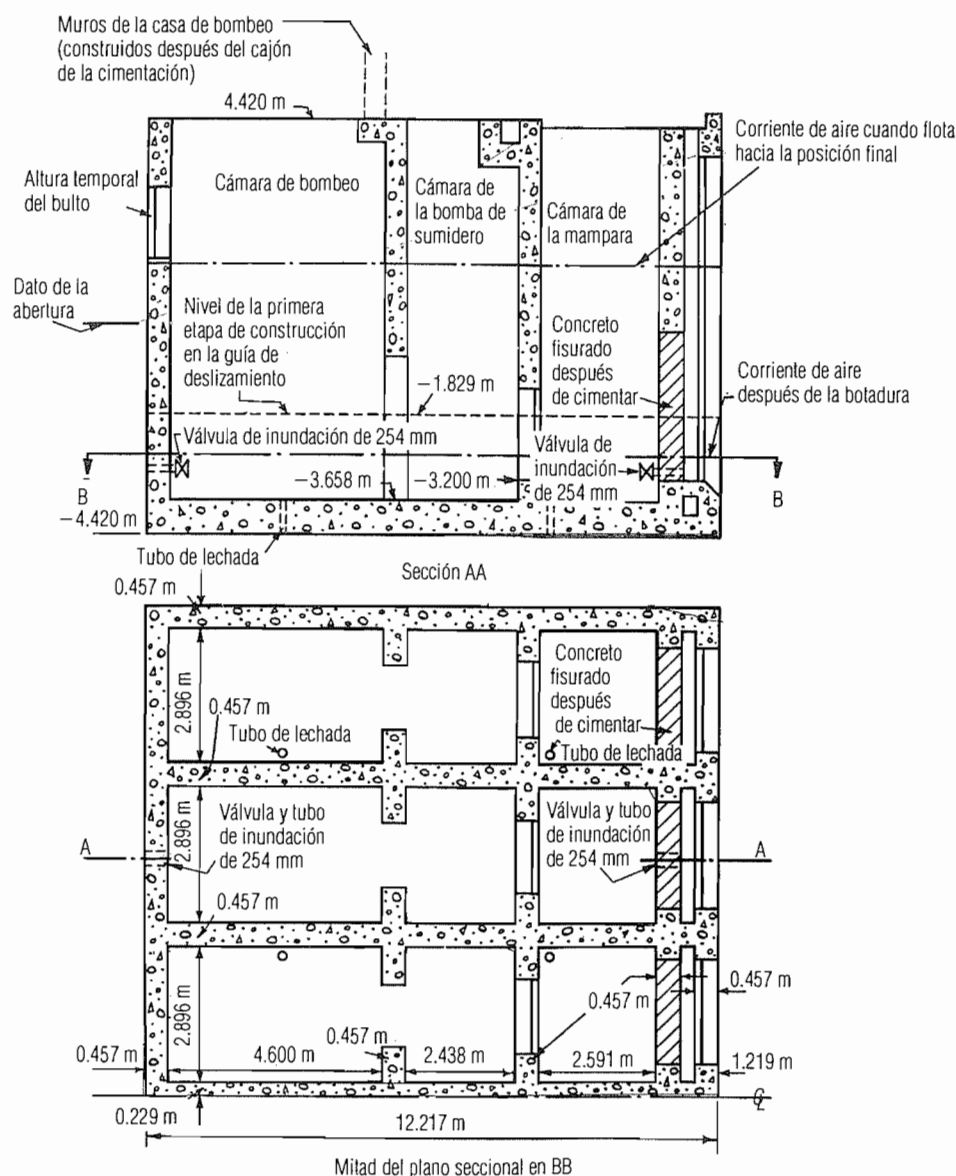


Figura 6.35. Cajón de caja para la casa de bombeo C. W., de la North Point Generating Station, en Hong Kong.

ma de ocho ruedas sobre un riel calibrado de 6 m. Después de abandonar el sitio de colado, el carro de transferencia tenía que ser desviado en un ángulo de aproximadamente 90° para llevarlo al riel que lo transportaría hasta el agua. El desvío se llevó a cabo mediante una placa giratoria diseñada para soportar una carga de 12 MN, siendo el peso máximo del cajón 6.35 MN.

El procedimiento para colocar un cajón fue moverlo sobre su carro de transferencia hasta la grúa transportadora, la cual operaba desde la sección terminada del malecón. La grúa ele-

vaba el cajón fuera del carro y lo transportaba hacia dos vigas tubulares en cantilever sobre la posición de hundimiento (figura 6.37). El cajón era entonces hundido sobre el lecho marino preparado, y guiado hacia su posición con la ayuda de gatos hidráulicos auxiliados por una guía de aleta en la orilla principal de las vigas en cantilever. La arena y la grava, así como la tiza superficial en el lecho marino, se removieron previamente por medio de trascabos y de elevadores por aire. Luego de asentar el cajón sobre el lecho marino, se rellenaron los espacios entre las cunetas de las placas de acero y el yeso

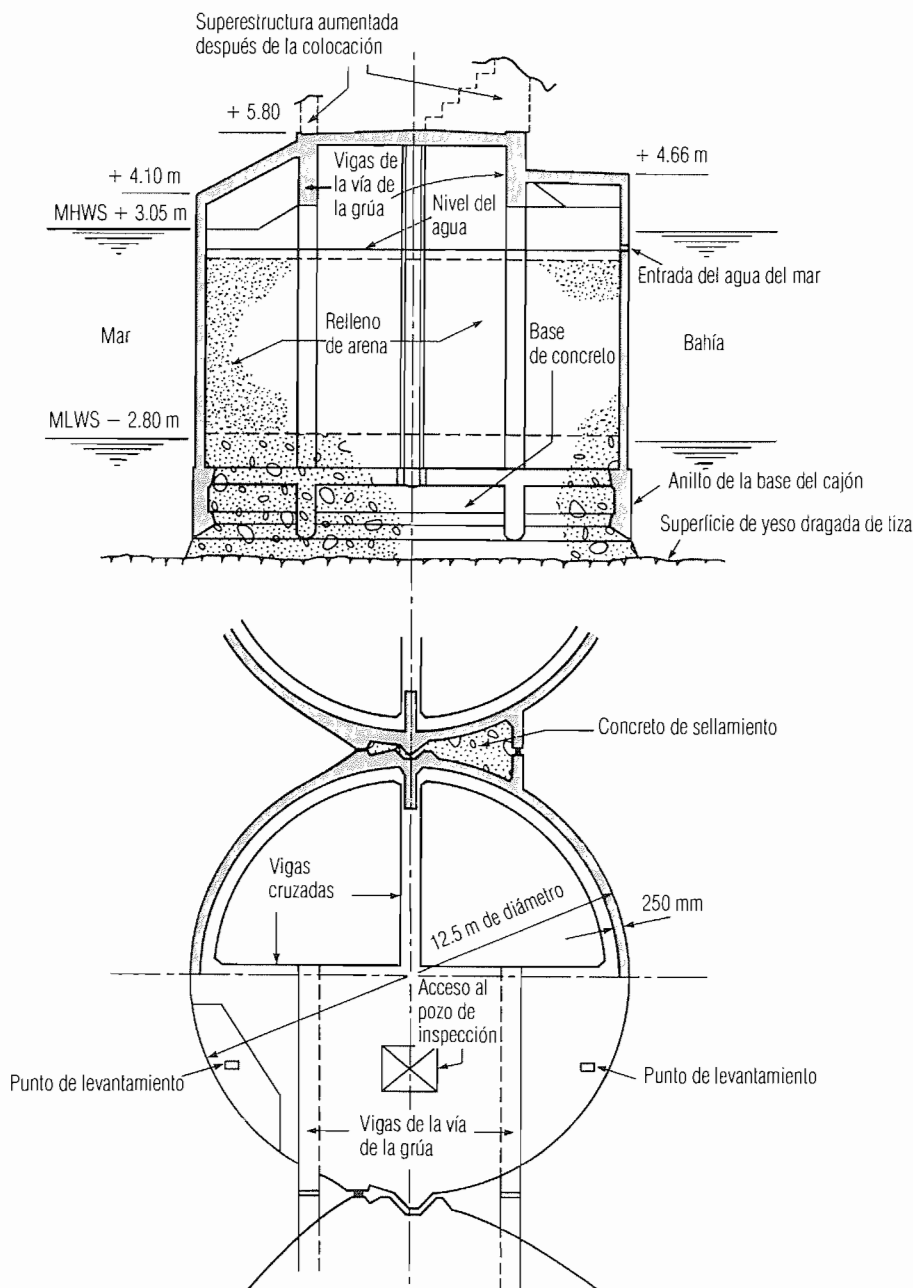


Figura 6.36. Cajones de caja formando los malecones en la Marina Brighton.



Figura 6.37. Grúa colocando un cajón de caja para el malecón en la Marina Brighton.

con costales de arena. Después se coló la base a través de nueve tubos *tremie* alimentados por nueve caídas desde una tolva central de 3.5 m^3 . El concreto se transportó en camión y se bombeó a una velocidad de $50 \text{ m}^3/\text{hora}$ hacia la tolva.

Los cajones fueron lastrados con arena para darles estabilidad contra deslizamiento y volteo. Se protegieron contra deslaves por medio de concreto en sacos y tubo *tremie* que formaron una cubierta a nivel del lecho marino. Los ingenieros asesores del proyecto fueron Lewis y Duvivier, y el contratista Taylor Woodrow Construction Ltd.

6.6.3. Cajones abiertos, cruce del río Jamuna, Bangladesh

Se llevaron torres de línea de transmisión para la conexión este-oeste de 250 kV, en Bangladesh, a través del río Jamuna sobre *pilas formadas con cajones abiertos*. Se espaciaron 11 cajones individuales a intervalos de 1220 m a través del cinturón del meandro del río en donde las perforaciones mostraban arenas limosas aluviales y gravas que se extendían hasta profundidades de más de 100 m. Se estimó que el lecho del río se socavaría a una profundidad de 38 m con una descarga del banco de $70\,700 \text{ m}^3/\text{s}$. Para evitar esta socavación, así como la local, alrededor de los cajones, fue necesario adoptar un nivel

de cimentación de hasta 105 m bajo el lecho del río, el cual constituía la mayor profundidad de cimentación en todo el mundo.^{6.25, 6.26}

Todos los cajones tenían un diámetro exterior de 12.2 m con un grosor de pared que se incrementaba desde 1.83 m en la parte superior hasta 2.44 m sobre la zapata de acero estructural (figura 6.38). El suelo a nivel de la cimentación era de arena limosa fina densa y grava con un valor SPT no corregido entre los 50 y los 125 golpes/0.3 m.

Los dos problemas principales que influyeron en el método de construcción fueron, primero, la socavación profunda que ocurría en cualquier temporada anual de inundación y, segundo, la fricción superficial que se desarrollaría a tan profundo nivel de cimentación.

La socavación profunda (se registraron hasta 10 m durante el periodo de construcción de 1977 a 1980) y los cambios asociados en el canal de río y en la formación de bajos, evitaron el remolque de los cajones al sitio, así como su hundimiento a través del agua. Tampoco hubiera sido posible recobrar y recircular la lechada de bentonita utilizada como lubricación. De acuerdo con esto, se hundieron seis cajones situados en los canales del río a través de islas de arena, las cuales consistían de celdas de 24 m de diámetro construidas con tablaestacas utilizando pilotes de 30 a 37 m de largo con relleno de arena. Los pilotes fueron llevados a

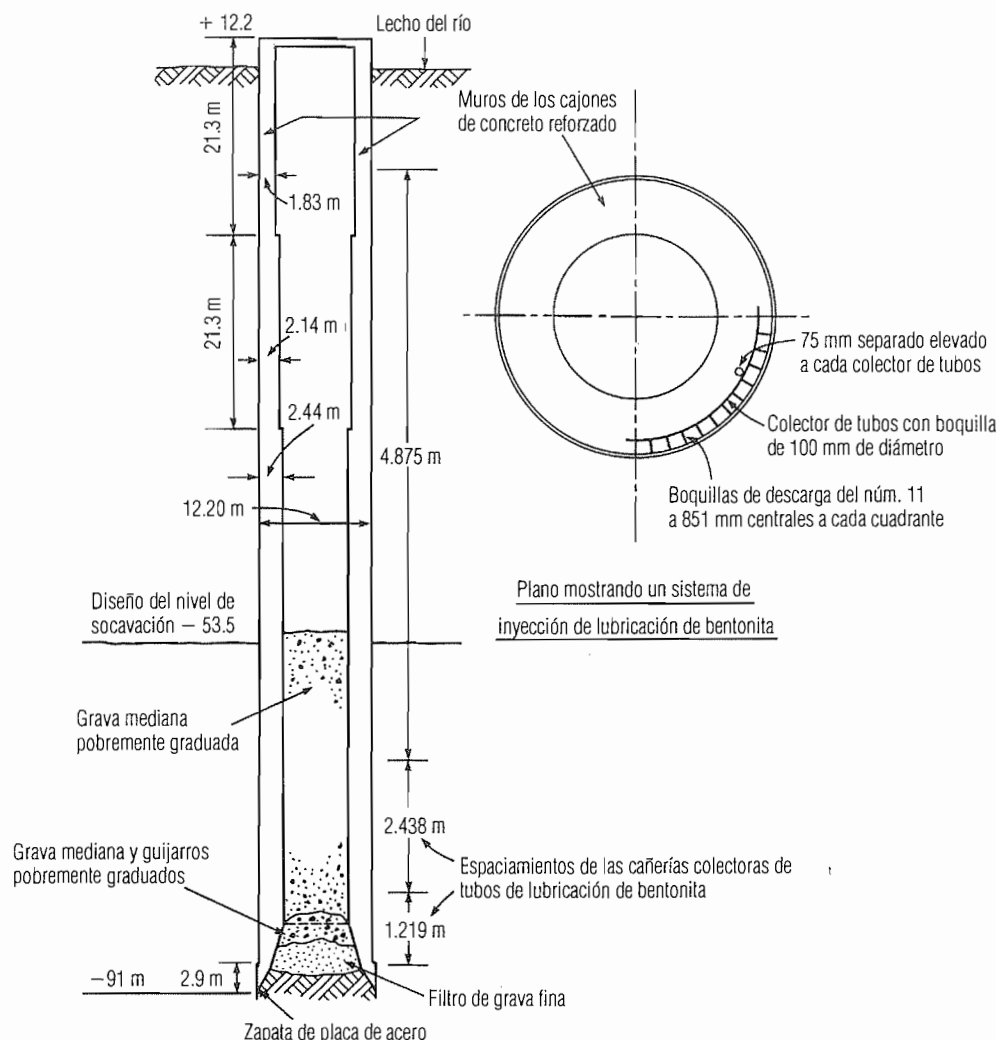


Figura 6.38. Disposición general de los cajones de pozo abierto para el cruce del río Jamuna, en Bangladesh.

través de una cubierta de protección contra socavación consistente en dos capas de sacos de plástico rellenos de arena. Después de colocar las tablaestacas, se apilaron sacos de arena adicionales y cestones rellenos de sacos de arena alrededor de las celdas.

Se confió en la utilización de lechada de bentonita para lubricar la superficie externa de los cajones como medio para vencer la fricción superficial a tan gran profundidad de hundimiento. Se inyectó la lechada a través de tuberías de 25 mm espaciadas a 0.85 m alrededor de la circunferencia y a intervalos escalonados con profundidades variables entre los 1.22 y los 4.87 m (figura 6.38). El cajón más profundo tenía 1188 boquillas a 27 intervalos de profundidad. Se utilizó una densidad de lodo de 1.2 ton/m³. La lechada descargada a nivel de la superficie fue recolectada, limpiada y recirculada.

La excavación se llevó a cabo por medio de tenazas operadas con una torre-grúa o pluma a una profundidad aproximada de 30 m, y después por medio de elevadores por aire. Los muros fueron colados en elevaciones de 2.44 m al tiempo que procedía el hundimiento. Al alcanzar el nivel de cimentación, la lechada de bentonita alrededor de la periferia del cajón se remplazó por lechada de cemento, y el interior fue obturado con 30 m de grava media colocada sobre un filtro de grava fina.

La resistencia al hundimiento se analizó en varios cajones.^{6,26} La resistencia unitaria a la fricción superficial K tan $\delta\sigma'_{vo}$ en la superficie externa de la zapata se tomó como $0.33 \sigma'_{vo}$. La resistencia a la carga en la base de la zapata se calculó utilizando el coeficiente de capacidad de carga N_q de Caquot y Kerisel. Las observaciones al esfuerzo de hundimiento mostraron una variación en el ángulo de resistencia al corte de 31 a 42°.

Los ingenieros asesores del proyecto fueron Merz y McLellan, así como Rendel Palmer y Tritton. El profesor P. W. Rowe asesoró en mecánica de suelos y el hundimiento del cajón. Los contratistas fueron un consorcio de siete compañías coreanas asesoradas por Raymond Technical Facilities.

6.6.4. Cajón neumático para el puente Redheugh, Newcastle upon Tyne

Se utilizaron cajones neumáticos para sostener los dos pilotes principales del tramo de 160 m del puente de trabe de concreto preesforzado construido de 1980 a 1982 a través del río Tyne. Los cajones tenían un diámetro exterior de 11.0 m, y se colocaron para transmitir las cargas de las pilas sobre los esquistos de arcilla, las rocas limosas y las arenosas de las formaciones carboníferas a una profundidad de 23 m bajo HWST. Se seleccionaron cajones neumáticos debido a las dificultades para el hundimiento a través de pedregones en los depósitos glaciales localizados sobre la formación carbonífera, y por la necesidad de inspeccionar la superficie de la roca al nivel de la cimentación para hacer posible la perforación y

localizar trabajos de una mina de carbón abandonada a esa profundidad.⁶⁹

La parte más baja de cada cajón consistía de una zapata de 4.7 m de profundidad construida con placa de acero, y el techo de la cámara de trabajo, así como una caja-dique de 5 m de alto sobre placas entubadas de acero temporales se construyeron sobre un dique seco a 12 km río abajo. El material succionado calculado en 6.65 m en el proceso de flotación fuera del dique seco daba el espacio suficiente para el remolque en los niveles más altos de marea hasta el sitio de hundimiento. La succión requerida se logró mediante presión de aire en la cámara de trabajo, por flotación de la sección dentro de la caja-dique sobre la cámara de trabajo, y por medio de seis sacos de flotación de 5 ton asegurados en su parte exterior.

En la posición de la pila, se llevó el cajón con montacargas, y se colocó con tres pilotes guías. Se extrajo el aire de la cámara de trabajo para hundir la unidad en el aluvial bajo el lecho dragado del río. Se requirieron buzos que usaron chorros de agua de alta presión auxiliados por trascabos para remover una gran roca localizada bajo la orilla de corte de uno de los cajones. Para incrementar el esfuerzo de hundimiento, los muros se colaron en elevaciones de 2 m utili-

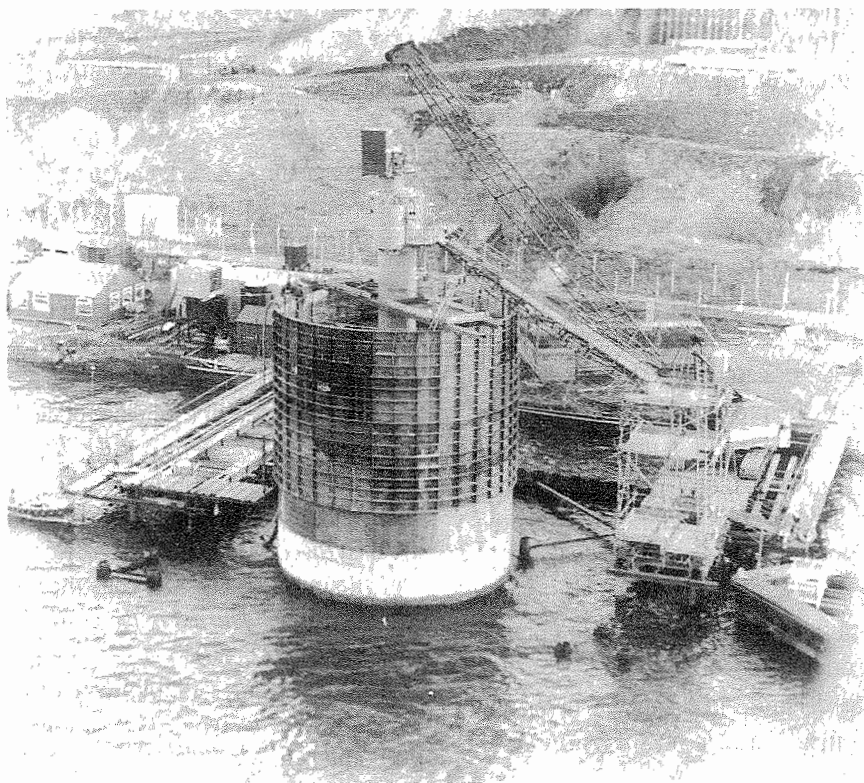


Figura 6.39. Hundimiento de un cajón neumático para las cimentaciones del puente Redheugh, en Newcastle-upon-Tyne.

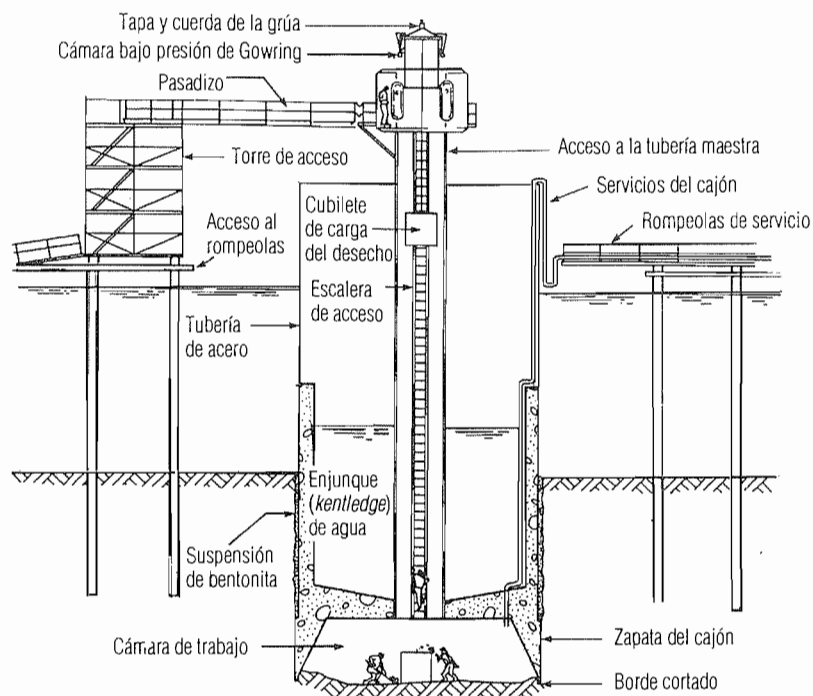


Figura 6.40. Sección cruzada a través del cajón neumático para las cimentaciones del puente Redheugh, Newcastle-upon-Tyne.

zando placas entubadas de acero como armado externo. Estas placas fueron posteriormente alzadas sobre los muros para mantener la parte superior de la caja-dique sobre el nivel de agua más alto (figuras 6.39 y 6.40). Se suministró aire comprimido a la cámara de trabajo con dos compresoras eléctricas de 28 m³/min con una tercera unidad de diesel como provisión. La presión de aire máxima requerida era de 1.93 bar. El rango de hundimiento se controló variando el nivel de lastre de agua en el hueco sobre el techo de la cámara de trabajo. La superficie exterior se lubricó con lechada de bentonita inyectada sobre la zapata. Cuando el movimiento hacia abajo cesó, se reinició con una operación de "desinflado". El aire de la cámara de trabajo se liberó rápidamente en porciones de entre 0.4 y 1.0 bar para lograr un declive de aproximadamente 0.3 m. A nivel de la cimentación, el hundimiento se detuvo colocando concreto alrededor de la orilla de corte. Se realizaron perforaciones de prueba a una profundidad de 20 m seguidas por lechada en los orificios de perforación y del espacio anular alrededor de la superficie exterior. La cámara de trabajo se llenó entonces con concreto colocado con bomba.

Los ingenieros asesores del proyecto del puente fueron Mott Hay y Anderson. Los contratistas fueron un consorcio de Edmund Nuttall Ltd. y HBM Civil Engineering Ltd.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 6.1 Terzaghi, K. y R.B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1967, p. 563.
- 6.2 Coates, F. N. y R. S. Taylor, "Hartlepool Power Station: major civil engineering features", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Parte 1, **60**, 1976, pp. 95-121.
- 6.3 Benjamin, A. L., L. J. Endicott y R. J. Blake, "The design and construction of some underground stations for the Hong Kong mass transit railway system", en *Proceedings of the Institution of Structural Engineers*, **56A**, 1978, pp. 11-20.
- 6.4 "Four 50-storey Ls on 24ft dia caissons carrying Singapore tower", en *Engineering News Record*, **192** (6), 1974, pp. 18-19.
- 6.5 Gales, Sir R., "The Hardinge Bridge over the Lower Ganges at Sara", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **105** (1), 1917-1918, p. 18.
- 6.6 Yang, N. C., "Condition of large caissons during construction", en *Highway Research Record*, Núm. **74**, 1965, pp. 68-82.
- 6.7 Howorth, G. E., "The construction of the Lower Zambesi Bridge", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **4**, 1937, pp. 325-369.
- 6.8 Riggs, L. W., "Tagus River Bridge-tower piers", *Civil Engineering*, Feb. de 1965, pp. 41-45.
- 6.9 Mitchell, A. J., "Caisson foundations", en *Handbook of Structural Concrete*, Pitman, Londres, 1983, pp. 28.1-28.43.
- 6.10 Howorth, G. E. y H. Shirley Smith, "The New Howrah Bridge,

- Calcutta: construction", *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **28**, 1947, pp. 211-257.
- 6.11 Wilson, W. S. y F. W. Sully, "The construction of the caisson forming the foundations to the circulating water pumphouse for the Uskmouth Generating Station", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Parte 3*, **1**, 1952, pp. 335-356.
 - 6.12 Hyatt, K. E. y G. W. Morley, "The construction of Kafr-el-Zayat Railway Bridge", en *Institution of Civil Engineers Works Construction Paper No. 19*, 1952.
 - 6.13 Newall, J. N., "Pneumatic caisson pier", en *Civil Engineering*, Mayo de 1956, pp. 307-311.
 - 6.14 Wiley, H. L., "Reply to discussion on paper 'The sinking of the pier for the Grand Trunk Pacific Bridge at Fort William, Ontario, Canada'", en *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, LXII, 1909, pp. 132-133.
 - 6.15 Handman, F. W. A., "The Lower Zambesi Bridge", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **4**, 1937, pp. 325-369.
 - 6.16 Fewtrell, A. C., "The new Hawkesbury River Railway Bridge, New South Wales, Australia", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **32**, 1949, pp. 419-460.
 - 6.17 Ward, A. H. y E. Bateson, "The new Howrah Bridge, Calcutta: design of the structure, foundations, and approaches", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **28**, 1947, pp. 167-210.
 - 6.18 Reid, A. E. y F. W. Sully, "The construction of the King Feisal Bridge over the River Tigris at Baghdad", en *Institution of Civil Engineers Works Construction Paper No. 4*, 1945-1946. Véase también Wilson y Sully en *Institution of Civil Engineers Works Construction Paper No. 13*, 1949.
 - 6.19 "Piers sunk by open-well dredging for Mississippi River Bridge, Memphis", en *Engineering News Record*, Marzo 20 de 1947, pp. 449-454.
 - 6.20 Boynton, R. M., "Mackinac Bridge foundation constructed and record speed by unusual methods", en *Civil Engineering*, Mayo de 1956, pp. 301-306.
 - 6.21 "Crossing the Delaware—from Delaware", en *Engineering News Record*, Enero 13 de 1950, pp. 36-38.
 - 6.22 Blaine, E. S., "Practical lessons in caisson sinking from the Baton Rouge Bridge", en *Engineering News Record*, Febrero 6 de 1947, pp. 213-215.
 - 6.23 Terrett, F. L., P. Ganly y S. B. Stubbs, "Harbour works at Brighton Marina: Investigations and design", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **66** (Parte 1), 1979, pp. 191-208.
 - 6.24 Llewellyn, T. J. y W. T. Murray, "Harbour Works at Brighton Marina: Construction", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **66** (parte 1), 1979, pp. 209-226.
 - 6.25 Hinch, L. W., D. M. McDowall y P. W. Rowe, "Jamuna River 230 kV crossing, Bangladesh: Design of Foundations", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **76** (Parte 1), 1984, pp. 297-949.
 - 6.26 Chandler, J. A., J. Peraine y P. W. Rowe, "Jamuna River 230 kV crossing, Bangladesh: Construction of Foundations", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **76** (Parte 1), 1984, pp. 965-984.
 - 6.27 Ramayya, T. A., "Well-sinking in Gowtami Bridge construction", en *Journal of the Institution of Engineers (India)*, **45**, 1965, pp. 665-686.

Capítulo

Cimentaciones sobre pilotes 1. Capacidad de soporte de pilotes y grupos de pilotes

7.1. CLASIFICACIÓN DE PILOTES

Los pilotes son piezas relativamente largas y delgadas utilizadas para transmitir cargas de la cimentación a través del estrato del suelo de poca capacidad de carga hacia estratos de suelo o roca más profundos y con una mayor capacidad de carga. También se utilizan en condiciones normales de suelo para resistir fuertes presiones de levantamiento, o en condiciones de suelo pobres para resistir cargas horizontales. Los pilotes son un método conveniente de construcción de cimentaciones para trabajos sobre agua, como rompeolas o pilar para puente. Las tablestacas desempeñan una función completamente diferente; son utilizadas como partes de soporte de la tierra o agua en ataguías, en excavaciones para cimentaciones o como muros de contención. El diseño y construcción de los trabajos de cimentación con tablestacas se describen en los capítulos 9 y 10.

Si el estrato de carga para los pilotes de la cimentación es de un material duro y relativamente impenetrable, como roca o arena y grava muy densas, los pilotes derivan la mayor parte de su capacidad de soporte de la resistencia del estrato a la punta de los pilotes. En estas condiciones, se llaman **pilotes de carga final o de punta** (figura 7.1a). Por otro lado, si los pilotes no alcanzan un estrato impenetrable, pero son llevados por alguna distancia hacia suelo impenetrable, su capacidad de soporte se deriva en parte de la carga final y en parte de la fricción superficial entre la superficie empotrada del pilote y el suelo adyacente. Los pilotes que obtienen la mayor parte de su capacidad de soporte por medio de fricción superficial o de adhesión son llamados **pilotes de fricción** (figura 7.1b).

Los principales tipos de pilotes de uso general son los siguientes:

a) **Pilote hincado.** Unidades preformadas, usualmente de madera, concreto o acero, hincado hacia el suelo mediante martillo.

b) **Pilotes hincados y colados en sitio.** Formados hincando un tubo con una orilla cerrada hacia el suelo y llenando el tubo con concreto. El tubo puede ser o no removido.

c) **Pilotes de gato.** Unidades de acero o concreto hincadas en el suelo mediante gato hidráulico.

d) **Pilotes perforados y colados en sitio.** Pilotes formados perforando un orificio en el suelo y llenándolo con concreto.

e) **Pilotes mixtos.** Combinaciones de dos o más de los tipos anteriores, o combinaciones de diferentes materiales en el mismo tipo de pilote.

Los primeros tres tipos son a veces llamados **pilotes de desplazamiento**, ya que el suelo es desplazado al tiempo

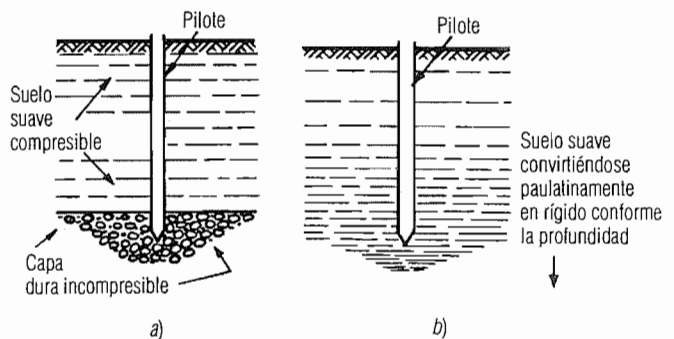


Figura 7.1. a) Carga final del pilote. b) Pilote de fricción.

que se hunde el pilote en él. En todas las formas de pilotes perforados, y en algunas de pilotes compuestos, se remueve primero el suelo perforando un orificio en el cual se coloca el concreto o los diversos tipos de concreto precolado u otras unidades apropiadas. Esta diferencia básica entre el desplazamiento y el no desplazamiento requiere de un seguimiento diferente para los problemas en el cálculo de la capacidad de soporte y, por lo tanto, los dos tipos serán tratados en forma separada.

7.2. COMPORTAMIENTO DE PILOTES Y GRUPOS DE PILOTES BAJO CARGA

La relación carga-asentamiento para un solo pilote en suelo uniforme sujeto a carga vertical en el punto de falla se muestra en la figura 7.2a. En las primeras etapas de la carga, el asentamiento es muy pequeño y se debe casi por completo al movimiento elástico en el pilote y en el suelo adyacente. Cuando la carga se remueve en un punto tal como A en la figura 7.2a, la cabeza del pilote rebotaría casi hasta su nivel original. Si los calibradores de esfuerzo están empotrados a lo largo del eje del pilote, mostrarán que casi el total de la carga está soportada por fricción superficial en la parte superior del fuste (figura 7.2b). Al incrementarse la carga, la curva carga-asentamiento se escalona, y la liberación de carga desde un punto B mostrará otra vez algún "rebote" elástico, pero la cabeza del pilote no regresará a su nivel original, indicando que ha tenido lugar alguna "colocación permanente". Las lecturas de los calibradores de

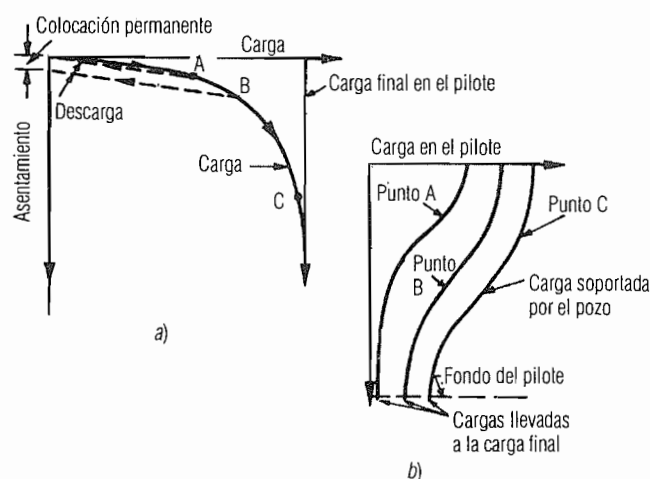


Figura 7.2. Efectos de cargar un pilote. a) Curva del asentamiento de la carga. b) Lecturas del manómetro del esfuerzo cortante en el fuste del pilote.

esfuerzo mostrarán que el fuste se ha llevado hacia una cantidad incrementada de fricción superficial, pero la carga soportada por el fuste será diferente a la carga total del pilote, lo que indica que alguna proporción de la carga está siendo ahora soportada en la punta. Cuando la carga llega al punto de falla C, el asentamiento se incrementa rápidamente con muy poco aumento ulterior de la carga. Las lecturas de los calibradores de esfuerzo muestran bastante menos carga en fricción superficial que la de justo antes de la falla, especialmente cerca de la base de la punta, donde el suelo tiende a deslizarse del pilote durante la falla.

Las proporciones relativas de la carga sostenida en la superficie de fricción y en la carga final dependen de la fuerza cortante y de la elasticidad del suelo. Generalmente, el movimiento vertical del pilote, necesario para movilizar la resistencia final completa, es mucho mayor al requerido para movilizar la fricción superficial total. Si la carga total en el fuste y la de la base de un pilote son medidas por separado, las relaciones carga-asentamiento de cada uno de estos componentes se muestran en la figura 7.12. Se verá que la fricción *superficial de la columna* se incrementa hasta un valor pico, después cae con un esfuerzo que se incrementa. Por otro lado, el esfuerzo de la base aumenta progresivamente hasta ocurrir la falla completa.

Debido al movimiento elástico en el fuste del pilote, la parte superior de éste se mueve relativamente hacia el suelo. Por lo tanto, en el caso de un pilote hincado hasta roca dura y relativamente no compresible, las lecturas de los calibradores de esfuerzo, a lo largo del pilote, mostrarán alguna carga transferida del suelo hacia lo alto del pilote debida al movimiento de fricción superficial al tiempo que el fuste se comprime elásticamente.

Cuando los pilotes se agrupan en espacios reducidos (figura 7.3), el mecanismo de falla es diferente al de un solo pilote. Los pilotes y el suelo contenido dentro del grupo actúan juntos como una sola unidad. A lo largo del perímetro del grupo ocurre un plano de deslizamiento, y una "falla de bloque" cuando el grupo se hunde y se inclina como una unidad. La carga de falla de un grupo no es necesariamente aquella de un solo pilote multiplicada por el número de pilotes en el grupo. En arena puede ser más que esto; en arcillas sería menor. La "eficiencia" de un grupo de pilotes se toma como la relación de la carga promedio por pilote cuando ocurre la falla del grupo a la carga al tiempo de la falla de un solo pilote.

Es evidente que debe haber algún espacio en particular para el cual cambie el modo de falla de aquél de un solo pilote al de la falla del bloque. El cambio no depende sólo del

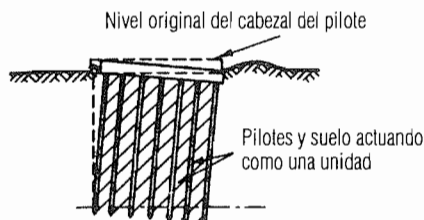


Figura 7.3. Falla de los pilotes por la acción en grupo.

espaciamiento, sino también del tamaño y forma del grupo y del largo de los pilotes (sección 7.13).

El efecto de grupo también es importante desde el aspecto de asentamiento por consolidación, porque en todos los tipos de suelo el asentamiento del grupo de pilotes es mayor al de un solo pilote que soporte la misma carga de trabajo que cada uno de los pilotes del grupo. La proporción del asentamiento del grupo con la de un solo pilote es proporcional al número de pilotes en el grupo, esto es, al ancho total del grupo. La acción de grupo de pilotes en relación con la capacidad de carga y con el asentamiento se discutirán con mayor detalle en este capítulo.

7.3. DEFINICIONES DE CARGA DE FALLA EN PILOTES

En la sección precedente se tomó la carga de falla como la causa de la falla final del pilote. Sin embargo, en el sentido de ingeniería la falla puede ocurrir mucho antes de alcanzar la carga final, ya que el asentamiento de la estructura habrá excedido los límites tolerables.

La sugerencia de Terzaghi en el sentido de que, para propósitos prácticos, la carga final se puede definir como aquella que causa un asentamiento de un décimo del diámetro o ancho del pilote, es muy aceptada por los ingenieros. Sin embargo, si este criterio se aplica a pilotes de gran diámetro y se utiliza un factor de seguridad nominal de 2 para obtener la carga de trabajo, entonces el asentamiento en la carga de trabajo puede ser excesivo.

En casi todos los ejemplos en que los pilotes están actuando como cimentaciones estructurales, la carga permisible está regida únicamente por las consideraciones del asentamiento tolerable en la carga de trabajo. Un método ideal para calcular las cargas permisibles en pilotes sería el que permitiría al ingeniero predecir la relación carga-asentamiento hasta el punto de falla, para todo tipo y tamaño de pilote en cualquier condición de suelo o roca. Hasta ahora, sólo se ha podido

determinar este deseable método para pilotes sobre arcilla London como resultado de una investigación extensa. En la mayoría de los casos, el procedimiento es calcular la capacidad de carga final del pilote aislado y dividir este valor entre un factor de seguridad que, según ha mostrado la experiencia, limitará el asentamiento en la carga de trabajo a un valor tolerable para el ingeniero estructural.

En todos los casos en que los pilotes son soportados por completo por el suelo y estén colocados en grupo, los pasos para calcular las cargas permisibles del pilote son los siguientes:

1. Determinar el nivel de la base de los pilotes requerido para evitar un asentamiento excesivo del grupo de pilotes. Este nivel se obtiene con los métodos descritos en la sección 7.13. La factibilidad de alcanzar este nivel con los métodos disponibles para instalar los pilotes se debe tomar en cuenta.
2. Calcular el diámetro requerido de los pilotes para que el asentamiento del pilote individual a una carga de trabajo predeterminada no resulte un asentamiento excesivo del grupo de pilotes.
3. Examinar la economía en la variación del número y diámetros de los pilotes en el grupo para sostener la carga total del grupo.

La meta general debe ser la de mantener en un mínimo posible el número de pilotes en cada grupo; esto es, adoptar la mayor carga de trabajo posible en el pilote individual. Esto reducirá el tamaño y el costo de los remates de los pilotes y mantendrá el asentamiento del grupo en el mínimo. Sin embargo, si el factor de seguridad del pilote individual es un asentamiento excesivamente bajo, esto podría causar asentamientos diferenciales intolerables entre los pilotes o los grupos de pilotes adyacentes.

En el caso de pilotes aislados, o de pilotes distribuidos en grupos muy pequeños, el diámetro y el largo de los pilotes estarán regidos únicamente por la consideración del asentamiento del pilote aislado, bajo la carga de trabajo.

Las técnicas de instalación tienen un efecto muy importante en la capacidad de soporte de los pilotes. Factores tales como si el pilote se lleva o es colado en el sitio en una perforación, si tiene lados rectos o rematado en punta, si es de acero, concreto o madera; todos tienen un efecto en la interrelación entre el pilote y el suelo. La ventaja del método de mecánica de suelos para calcular la capacidad de soporte es el que permite determinar cargas permisibles para valorarse a partir de consideraciones de las características del suelo y del tipo de

pilote. Estas predicciones no tienen que esperar hasta que se tenga disponible la prueba de trabajo del pilote o el pilote en sí, aunque se debe confirmar la suposición del diseño en alguna etapa por la prueba de carga de los pilotes. Sin embargo, todavía se deben realizar investigaciones de mecánica de suelos, ya que está en sus primeras etapas de desarrollo. Muchas veces parece que los ingenieros esperan demasiado de las fórmulas para calcular la capacidad de soporte de los pilotes, y que se desilusionan cuando los métodos de mecánica de suelos indican cargas de falla con un rango de error de más o menos 50 % de la carga de falla obtenida mediante la prueba de carga. Se debe recordar que cuando un pilote está sujeto a pruebas de carga, se examina la cimentación a escala real. Debido a las variaciones normales en las condiciones del suelo y a la influencia de las técnicas de instalación en la resistencia final, no es sorprendente hallar grandes variaciones en las cargas de falla en cualquier sitio. Los ingenieros no se deben sorprender si dichas variaciones fueron experimentadas en cimentaciones de zapatas corridas, aisladas a escala real cuando se cargaron hasta la falla.

La alternativa es calcular las cargas permisibles mediante las fórmulas de dinámica. Éstas nos darán variaciones aún mayores que los métodos de mecánica de suelos y, en cualquier caso, estas fórmulas de dinámica son ampliamente desacreditadas por ingenieros experimentados en cimentaciones, excepto como medio para estimar los esfuerzos en el pilote durante el traslado. Los puntos de vista del autor se establecen en la sección 7.18.

7.4. CÁLCULO DE CARGAS FINALES EN PILOTES AISLADOS HINCADOS SOBRE SUELOS NO COHESIVOS

Cuando un pilote se hincan por medio de martillo o gato hidráulico a un suelo no cohesivo, éste desplaza el suelo. El suelo suelto es compactado a mayor densidad por el pilote, y casi no habrá, si es que hay, levantamiento en la superficie del terreno. En suelos demasiado sueltos, se formará una depresión en la superficie del terreno, alrededor del pilote, debido a la compactación del suelo durante el hundimiento del mismo. En suelos densos no cohesivos, sólo es posible muy poca compactación, resultando que el pilote desplazará al suelo y causará un levantamiento en la superficie del mismo. Dicho desplazamiento involucra el movimiento de la masa de suelo alrededor del fuste del pilote. La resistencia a la penetración en suelos densos no cohesivos es muy alta, por lo que se

requiere de mucha fuerza para lograr la penetración de pilotes en arenas o gravas densas. Esta fuerza, tan grande para clavar, podría reducir la resistencia al cortante del suelo bajo la base del talud del pilote debido a la degradación de las partículas angulares de suelo. Por lo tanto, no se obtiene ninguna ventaja al forzar demasiado el hundimiento de pilotes en suelos densos no cohesivos. En cualquier caso esto no es deseable, ya que se podría dañar el mismo pilote.

La compactación de suelos no cohesivos sueltos o medianamente densos, de baja cohesión, durante el hundimiento del pilote da a este tipo de pilotes una ventaja notable sobre los del tipo perforados. Las operaciones de perforación para estos últimos tienden a aflojar suelos no cohesivos y por lo tanto a reducir su resistencia a la carga última.

La resistencia a la fricción de los pilotes en suelos no cohesivos es pequeña comparada con la resistencia última. Se piensa que esto se debe a la formación de un anillo o "concha" de suelo compactado alrededor del fuste del pilote, con un anillo interno de partículas de suelo en un estado relativamente suelto o "vivo". La fricción superficial está gobernada por esta concha interna. En el caso de pilotes de lados planos, las partículas de suelo pueden permanecer en una condición suelta al cesar el hincado. En pilotes hincados con martillo, el anillo es recompatado con cada golpe de martillo.

Dadas las dificultades para obtener muestras no alteradas de suelos no cohesivos a partir de perforaciones, lo usual es estimar las cargas sobre pilotes en estos suelos a partir de los resultados de las pruebas *in situ*. Se describirán tres métodos; uno de ellos está basado en la prueba de penetración estándar y los otros dos en la prueba de penetración de cono estático. En los tres métodos se calcula la carga de falla y ésta se divide entre un factor de seguridad para obtener la carga de trabajo. El factor de seguridad no es constante. Depende del asentamiento permisible en la carga de trabajo, que a su vez depende del diámetro del pilote y de la compresibilidad del suelo. La experiencia muestra que un factor de seguridad de 2 1/2 asegurará que un pilote aislado con un diámetro de no más de 600 mm hincado en un suelo no cohesivo no se asentará más de 15 mm. No existe información confiable en relación con los factores de seguridad para el asentamiento de pilotes de grandes diámetros cargados sobre suelos no cohesivos.

Excepto cuando las experiencias anteriores proporcionen una guía confiable, las cargas permisibles calculadas con los tres métodos descritos a continuación se deben confirmar con pruebas de carga en pilotes seleccionados. Los métodos no dependen del procedimiento para instalar el pilote. Son aplicables a pilotes hincados con martillos sencillos o dobles, con

martillos de diesel o equipo vibratorio. A pesar de que el método de hundimiento puede tener un efecto significativo en las cargas de falla, los métodos de cálculo aún no son lo suficientemente refinados para tomar dichos efectos en cuenta.

7.4.1. Método basado en la prueba de penetración estándar

La base del método "estático" o de mecánica de suelos para calcular la capacidad de carga final de un pilote es que, *la capacidad de carga final es igual a la suma de la resistencia última de la base del pilote y la fricción superficial final sobre el largo del cuerpo del pilote enterrado*. Esto se expresa con la ecuación

$$Q_u = Q_b + Q_s, \quad (7.1)$$

donde

Q_b = resistencia de la base,
 Q_s = resistencia del pilote por fricción.

Al conocer el ángulo de resistencia al cortante del suelo a nivel de la base, se puede calcular Q_b con la ayuda de la ecuación general de Terzaghi (2.19) en la sección 2.3. Dado que el diámetro del pilote es pequeño en relación con su profundidad, se puede omitir el término $0.4\gamma BN_q$. Por lo tanto

Resistencia neta unitaria de la base,

$$q_{nf} = q_f = p = p_d (N_q - 1)$$

y por lo tanto

$$\text{Resistencia neta total de la base, } Q_b = A_b p_d (N_q - 1), \quad (7.2)$$

donde p_d = presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) a nivel de la base del pilote.

La fricción total última superficial del pilote se obtiene con la expresión general

$$\text{Fricción superficial unitaria, } f = \bar{K}_s p_d \tan \delta, \quad (7.3)$$

donde

$\bar{K}_s$ = un coeficiente de presión del suelo,
 δ = ángulo de fricción del muro.

La carga de falla del pilote, Q_u , es igual a la carga de falla aplicada al pilote, Q'_u , más el peso del pilote, W_p .

$$\begin{aligned} Q'_u = Q_u - W_p &= Q_b + Q_s \\ &= A_b p_d (N_q - 1) + Q_s \quad (\text{de la ecuación 7.2}) \\ &= A_b p_d N_q - A_b p_d + Q_s. \end{aligned}$$

Ya que el peso del concreto en el pilote no es mucho mayor al del peso del suelo desplazado por el pilote, para propósitos prácticos W_p y $A_b p_d$ son aproximadamente iguales en pilotes de lados rectos o moderadamente *rematados* en punta. Por lo tanto

$$\begin{aligned} Q'_u &= A_b p_d N_q + Q_s \\ &= A_b p_d N_q + \bar{K}_s \bar{p}_d \tan \delta A_s, \end{aligned} \quad (7.4)$$

donde

A_s = superficie del pilote enterrada,
 $\bar{p}_d$ = presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) promedio sobre la profundidad enterrada del pilote.

Broms^{7.1} relaciona los valores de $\bar{K}_s$ y de δ con el ángulo efectivo de resistencia al cortante de suelos no cohesivos para diversos materiales y densidades relativas de pilotes como lo muestra la tabla 7.1.

Broms utilizó el ángulo efectivo ϕ' en lugar del ángulo ϕ no drenado como lo muestra la tabla 7.1, pero para propósi-

Tabla 7.1. Valores de $\bar{K}_s$ y δ .

Material del pilote	δ	Valor de $\bar{K}_s$	
		Densidad relativamente baja	Densidad relativamente alta
Acero	20°	0.5	1.0
Concreto	$\frac{3}{4}\phi$	1.0	2.0
Madera	$\frac{2}{3}\phi$	1.5	4.0

tos prácticos el valor ϕ se puede utilizar cuando se obtiene con las pruebas de penetración estándar (figura 2.16a). Una vez realizadas las pruebas de penetración de cono estático (sección 1.4.4), los valores ϕ se pueden obtener con la figura 2.16b.

La ecuación 7.3 implica que en un suelo no cohesivo uniforme, la fricción superficial unitaria continúa incrementándose en forma lineal con la profundidad. Este no es el caso. Vesic^{7.2} demostró que en alguna profundidad de penetración entre 10 y 20 diámetros del pilote, se alcanza un valor pico de fricción superficial unitario, el cual no se excede a mayores profundidades de penetración. Por lo tanto, la ecuación 7.3 proporciona valores menos seguros conforme se incrementa la profundidad de penetración excediéndose los 20 diámetros del pilote, aproximadamente. Las investigaciones no han establecido todavía si el valor pico es constante en todas las condiciones, o si está relacionado con factores tales como el tamaño del grano o la angularidad del suelo. Por ahora se utiliza un valor pico de 110 kN/m² para pilotes de lados rectos. En muchos casos, la fricción superficial en un pilote sobre suelo no cohesivo es sólo una pequeña proporción de su resistencia total a la carga de compresión, y cuando los pilotes son llevados a profundidades mayores a los 20 diámetros resulta satisfactorio utilizar los valores de la "regla práctica" de la tabla 7.2 para obtener la fricción superficial promedio sobre el largo del pilote. Sin embargo, Nordlund^{7.3} ha mostrado que un *remate en punta* en el fuste del pilote puede incrementar la fricción superficial significativamente para la carga de compresión. Por ejemplo, un *remate en punta* de 1° da un incremento de cuatro pliegues en la fricción superficial unitaria sobre una arena medianamente densa.

Si la fricción superficial es crítica, por ejemplo, cuando se resisten cargas hacia arriba, se deben realizar pruebas de arrastre para confirmar que los valores anteriores sean los adecuados.

Tabla 7.2. Promedio de los valores de la fricción superficial para los pilotes rectos en suelos no cohesivos.

Densidad relativa	Promedio por unidad de la fricción superficial (kN/m ²)
Menos a 0.35 (suelta)	10
0.35-0.65 (medio densa)	10-25
0.65-0.85 (densa)	25-70
Más de 0.85 (muy densa)	70 a no más de 110

Cálculo de resistencia de la base

Las comparaciones de resistencia de la base observadas en pilotes por Nordlund^{7.3} y Vesic^{7.4} muestran que los valores N_q establecidos por Berezantsev *et al.*^{7.5} que toman en cuenta la proporción profundidad-ancho del pilote confirman el criterio práctico más cercano de la falla del pilote. Los valores de Berezantsev de N_q adaptados por el autor se muestran en la figura 7.4. Los valores de ϕ se obtienen con las pruebas de penetración *in situ* (no se deben aplicar las correcciones descritas en la sección 2.4.2) utilizando la figura 2.16, o con los valores mostrados en la sección 2.3.2. Se podría discutir que dado que el hundimiento compacta el suelo bajo el pilote, el valor de ϕ debe en todos los casos, representar las condiciones más densas. Este no siempre es el caso. Por ejemplo, cuando los pilotes son hincados en arena suelta, la resistencia es baja y se produce poca compactación del suelo. Sin embargo, cuando son hincados en un suelo denso, la resistencia aumenta rápidamente y el suelo se compacta aún más, aunque debido a posibles efectos debilitantes por el rompimiento de partículas del suelo bajo la base del pilote, no sería acertado asumir valores de ϕ mayores a los representados por el estado *in situ* del suelo, antes de hundir los pilotes. Cuando se hincan los pilotes en arenas carbonatadas friables, que se localizan ampliamente en los países del Medio Oriente, este hundimiento puede romper las partículas del suelo hasta proporcionar una textura de limo con un ángulo de resistencia al cortante de no más de 20°.

En la figura 7.4 se observará que existe un rápido incremento en N_q para valores altos de ϕ , dando valores altos de resistencia a la base. Sin embargo, las investigaciones muestran que a una profundidad de penetración de 10 a 20 diámetros del pilote, se alcanza un valor máximo de la resistencia de la base, el cual no será excedido, no importando qué tan profundamente se hunda el pilote. Los resultados publicados de pruebas de pilotes indican que el valor máximo es 11 000 kN/m² (1100 ton/m²). Como regla general, la carga de trabajo permisible sobre un pilote aislado hincado hasta su límite de rechazo virtual (con equipo normal de hundimiento) sobre arena o grava densas, consistentes predominantemente de partículas de cuarzo, se obtiene con la carga permisible del pilote considerada como miembro estructural, más que por una consideración de falla del suelo de sostén, o, si la tensión de trabajo permisible en el material del pilote no es excedida, entonces el pilote no tendrá falla.

La resistencia de la base de pilotes de sección progresivamente más delgados se calcula en el área de la base a nivel

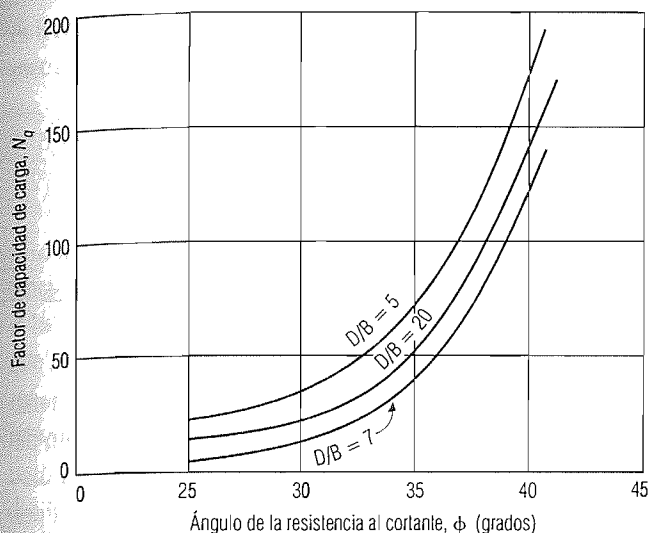


Figura 7.4. Factor de capacidad de carga de Berezantsev, N_q

de la punta. La resistencia de la base de pilotes con sección H o tubulares hundidos con dos orillas abiertas se debe calcular en el área neta de la sección transversal del acero únicamente. Esto debe ser conservador, pero no existe certeza en que el pilote hunda un tapón de suelo altamente compacto, en particular cuando los pilotes no se hincan a mucha profundidad. Es posible aumentar considerablemente la resistencia de la base alargando la sección transversal a nivel de la base. En el caso de pilotes de concreto precolado, se cuele un alargamiento, y se pueden agregar placas o "alas" a los pilotes de acero (sección 8.12.1). Pilotes tubulares hundidos con terminaciones abiertas se pondrían con un diafragma a una altura predeterminada sobre la base para asegurar la formación de un tapón del suelo. Sin embargo, esfuerzos permisibles de trabajo en la sección transversal menor del fuste del pilote no se deben exceder, y se debe hacer notar también que el hundimiento de un pilote con un alargamiento en la punta reducirá la fricción superficial a lo largo del fuste del mismo comparada con la correspondiente a condiciones de suelo suelto.

La ecuación 7.4 se puede utilizar para pilotes hundidos con gato. Los valores de Berezantsev de N_q se pueden utilizar cuando sea posible hundir los pilotes a una penetración, dentro del estrato de carga, mayor a cinco veces el diámetro del pilote. Para valores de penetración de N_q menores, se recomienda el uso en conjunción con la ecuación de Brinch Hansen (2.4). Si un estrato de carga de arena o grava está cubierto por arcilla suave o limo, entonces se debe calcular la relación D/B en la penetración del estrato de carga únicamente.

7.4.2. Métodos basados en la prueba de penetración de cono estático

En áreas extensas de Holanda y Bélgica, se cimentan estructuras pesadas sobre pilotes hundidos a través de turbas o arcillas suaves, hasta un suelo adecuado de carga de arenas medianamente densas o densas. En estos países, se ha obtenido mucha experiencia en la interpretación de la prueba de penetración de cono estático (holandés) (sección 1.4.4) en relación con cimentaciones con pilotes en arenas. La resistencia a la carga última del pilote se toma, simplemente, como igual a la resistencia del cono. Para permitir la variación en resistencia de cono, que normalmente ocurre, es común utilizar el método de Van der Veen,^{7.6} en el que se toma un promedio de la resistencia del cono sobre una profundidad igual a tres veces el diámetro del pilote sobre el nivel de la punta del pilote y a un diámetro de éste bajo el nivel de la punta del pilote (figura 7.5). La experiencia ha mostrado que si se aplica un factor de seguridad de 2 1/2 a la resistencia última como lo determina la resistencia del cono, el pilote probablemente no se asienta por más de 15 mm bajo la carga de trabajo.

La fricción superficial en el fuste del pilote también se puede obtener con la resistencia del cono utilizando las relaciones empíricas simples establecidas por Meyerhof.^{7.7}

Para desplazamiento de pilotes, la fricción superficial unitaria última del pilote se obtiene con

$$\frac{\bar{q}_c}{2} \text{ kN/m}^2 \approx \frac{\bar{q}_c}{20} \text{ ton/m}^2 \quad (7.5)$$

y para pilotes de sección H, la fricción superficial unitaria última del pilote se obtiene con

$$\frac{\bar{q}_c}{2} \text{ kN/m}^2 \approx \frac{\bar{q}_c}{40} \text{ ton/m}^2 \quad (7.6)$$

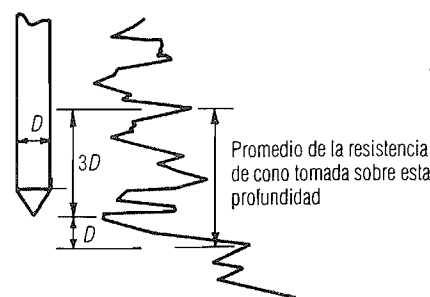


Figura 7.5. Cálculo de la resistencia última de la prueba de penetración de cono estática de la forma de pilote por medio del método de Van der Veen.

donde $\bar{q}_c$ = resistencia promedio del cono (kg/cm^2) sobre el largo del fuste del pilote considerado.

Meyerhof establece que para desplazamiento de pilotes con lados rectos, la fricción superficial unitaria última tiene un valor máximo de 54 kN/m^2 (calculado en todas las superficies del reborde y membrana).

El procedimiento para utilizar la prueba de cono estático es el siguiente:

1. Inspeccionar el diagrama resistencia-profundidad del cono y seleccionar una profundidad provisional para el nivel de la punta del pilote, el cual, mientras sea posible, utilizará el esfuerzo permisible máximo del material del fuste del pilote.
2. Tomar la resistencia del cono promedio sobre el rango de profundidad mostrado en la figura 7.5.
3. Calcular la resistencia última del pilote a partir de la resistencia del cono promedio obtenida en 2.
4. Calcular la fricción superficial del pilote, con base en la resistencia promedio del cono a lo largo del fuste del pilote utilizando las ecuaciones 7.5 o 7.6.
5. Obtener la resistencia total última del pilote a partir de la suma de la resistencia última y la fricción superficial y dividirla entre un factor de seguridad de $2 \frac{1}{2}$ para obtener la carga de trabajo.

Si la carga de trabajo obtenida en el punto 5 es menor a la requerida para las condiciones de carga del diseño estructural, entonces el pilote se debe llevar a una mayor profundidad para incrementar el valor de la fricción superficial o para alcanzar un nivel en que la resistencia última pueda ser más alta. Como alternativa, se puede proporcionar un alargamiento en la punta del pilote. Sin embargo, el hundimiento de un pilote con alargamiento reducirá la fricción superficial sobre el alargamiento hasta la correspondiente a un suelo suelto.

A pesar de que la experiencia ha mostrado que el método anterior de igualar la resistencia del cono, con la resistencia final de los pilotes, es confiable para pilotes de diámetro pequeño o medio (digamos hasta 500 mm), en el caso de un pilote de gran diámetro, para lograr su resistencia final, la punta debe penetrar a una mayor profundidad dentro del estrato de carga seleccionado que a la penetrada por el cono. Teóricamente se puede mostrar, y experimentalmente se puede confirmar, que si el cono de diámetro estándar de 35.5 mm penetra el estrato de carga a una profundidad d tal que su resistencia última se incremente de un valor correspondiente a una cimentación de superficie (figura 7.6a) al valor

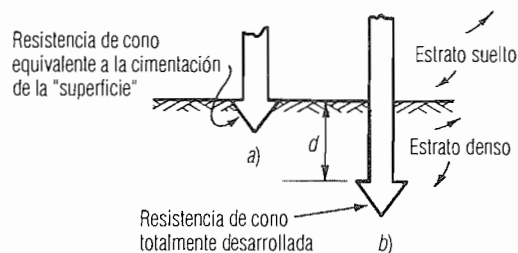


Figura 7.6. Aumento de la resistencia de cono con una penetración incrementada en el estrato de carga.

en el cual se desarrolle completamente su resistencia última (figura 7.6b), entonces un pilote de digamos 355 mm de diámetro (esto es, 10 veces el diámetro del cono) debe penetrar el estrato de carga hasta una distancia igual a $10d$ antes de que se desarrolle completamente su resistencia última. Basado en esta relación, De Beer^{7,8} desarrolló un método gráfico para determinar la penetración requerida dentro del estrato de carga. La figura 7.7 muestra un diagrama de resistencia del cono/profundidad típico. La línea AB representa la transición de la resistencia del cono de la condición de "superficie" (esto es, la superficie del estrato de carga) a 135 kg/cm^2 , que representa la condición completamente desarrollada. Bajo B, la resistencia del cono fluctúa debido a las variaciones en la densidad del suelo y a los efectos del resquebrajamiento local de los granos de arena a grandes presiones del cono. Usualmente, existe un incremento en la resistencia del cono promedio debida al incremento de la presión de sobrecarga (*overburden*). Si la profundidad vertical AB' de A a B

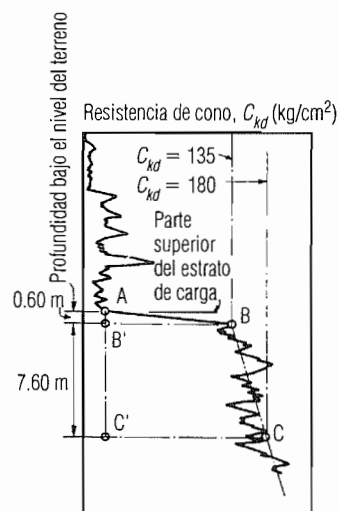


Figura 7.7. Método para obtener la penetración de pilotes de gran diámetro en el estrato de carga para desarrollar la resistencia a la carga última igual a la resistencia estática de cono.

es igual a 0.6 m, entonces, para un pilote de 450 mm de diámetro,

$$AC' = \frac{450}{35.5} \times AB' = \frac{450}{35.5} \times 0.6 = 7.6 \text{ m}$$

A una penetración de 7.6 m en el estrato de carga, la resistencia del cono promedio se ha incrementado, en el punto C, a 180 kg/cm². Por lo tanto, la resistencia última del pilote a este nivel es igual al área de su base multiplicada por el valor más alto del cono. Si la resistencia del cono cayera al incrementarse la profundidad bajo el tope del estrato denso, la resistencia última se deberá tomar como igual al valor promedio a la profundidad de penetración calculada.

El método de De Beer puede resultar en penetraciones muy profundas que pudieran ser costosas o imprácticas. Vesic^{7,4} ha mostrado que la resistencia pico de la base se puede alcanzar a una penetración no mayor a 20 diámetros del pilote dentro del estrato de carga. Por lo tanto, el pilote no se debe llevar a profundidades mayores a 20 diámetros dentro de este estrato, o a mayor profundidad que el nivel en el cual el diagrama de resistencia del cono estático indica que la resistencia pico de 10.7 MN/m² se pueda alcanzar. Sin embargo, el pilote se debe hundir al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga para movilizar este valor pico.

7.4.3. Efectos del tiempo

La capacidad de soporte de los pilotes en arenas y gravas no muestra normalmente ningún cambio con el tiempo como sucede en las arcillas. Sin embargo, en algunas circunstancias, probablemente cuando los pilotes se hunden en arenas finas o limosas que contienen agua, el efecto del tiempo no parece ser significativo. Terzaghi y Peck^{7,9} han mencionado que, ocasionalmente, la capacidad de soporte en pilotes decrece ligeramente durante los primeros dos o tres días después de su hundimiento. Establecen que es probable, mas no seguro, que la capacidad inicial de carga alta se deba a un estado temporal de tensión que se desarrolla en la arena alrededor del punto del pilote durante el hundimiento. Feld^{7,10} ha descrito el caso de pilotes de tubo de acero de 457 mm de diámetro hundidos a profundidades de 15 a 18 m dentro de arena limosa estratificada localizada bajo 3 m de arena media. Los pilotes soportaron pruebas de carga estática de 1200 y 1600 kN. Sin embargo, las pruebas de carga realizadas en los mismos pilotes, aproximadamente un mes después de su hundimiento

y habiendo hundido pilotes adyacentes a ellos, mostraron asentamiento excesivo bajo cargas de sólo 800 kN.

Únicamente pueden ocurrir errores en la sobreestimación de la capacidad de carga de pilotes en arenas debidos al efecto del tiempo si la capacidad está fundamentada en cálculos con fórmulas dinámicas basadas en resistencias al hundimiento observadas. No es probable que ocurran cuando el diseño se basa en métodos estáticos tomando en cuenta los efectos del hundimiento del pilote en las características del suelo. Sin embargo, debido a posibles efectos del tiempo, las pruebas de carga en pilotes sobre arenas no se deben realizar, por lo menos, hasta cuatro días después del hundimiento.

7.5. CÁLCULO DE CARGAS ÚLTIMAS EN PILOTES HUNDIDOS O COLADOS EN SITIO SOBRE SUELOS NO COHESIVOS

Los pilotes hundidos y colados en sitio (sección 8.13) se construyen hundiendo un tubo dentro del terreno. Al alcanzar el nivel de la cimentación, el tubo se llena de concreto. En algunos tipos de pilotes, el tubo se extrae al colar el cuerpo del pilote. También es posible formar un bulbo en la base del pilote. Para tipos de pilotes en los que se deja un tubo de acero o un cilindro de concreto precolado en posición, la fricción de carga del pilote se puede calcular en forma simple por medio de los métodos descritos en las secciones anteriores de este capítulo. Cuando el tubo tiene una boquilla cerrada, la resistencia última se calcula en el área de la base de la punta del pilote. El cálculo de la resistencia de la base es más difícil para tipos de pilotes en los que se forma un bulbo, ya que sólo el contratista del pilote conoce el tamaño del bulbo que se puede formar en cualquier condición de suelo. Por lo tanto, sólo este trabajador está en posición de dar estimaciones confiables de la capacidad de soporte. Todo lo que un ingeniero puede hacer es obtener una idea preliminar del rango en la capacidad asumiendo que en un suelo denso será un poco, si lo es, mayor al pozo donde se hincará el pilote, y que en suelo suelto puede ser posible formar un bulbo dos veces el diámetro de dicho pozo. Se debe tomar en cuenta que el asentamiento en la carga de trabajo puede ser excesivo si el pilote se termina en condiciones de suelo suelto.

Al calcular la fricción en pilotes en que el tubo hundido se remueve, es difícil valorar si el suelo en contacto con el fuste estará en un estado denso o suelto. Esto depende del grado de compactación dado al concreto, o de la eficacia de otros apa-

ratos para compactar el suelo al momento de remover el tubo. También es posible que el proceso de remoción del tubo y de compactación del concreto alarguen el fuste, incrementando su valor de fricción superficial. Ya que estos son puntos esenciales de técnica constructiva, el ingeniero debe ser guiado por el contratista del pilote en la proporción de la carga que será soportada en la fricción superficial. Como revisión aproximada de las estimaciones del contratista, el ingeniero puede asumir que para técnicas en que no se da compactación al concreto, el suelo será aflojado mediante la remoción del tubo. Cuando el concreto es compactado, se puede asumir que el suelo está en un estado de densidad media.

7.6. CÁLCULO DE CARGAS ÚLTIMAS EN PILOTES PERFORADOS Y COLADOS EN SITIO SOBRE SUELOS NO COHESIVOS

Los pilotes perforados se forman en suelos no cohesivos taladrando como lo describe la sección 8.14.2. Se coloca el concreto en la perforación, removiendo por lo común el entubado durante o después de colocar el concreto. En algunas condiciones del terreno, el entubado se deja en su posición, o se pueden insertar secciones de concreto precolado en la perforación.

En todos los casos de pilotes perforados formados en suelos no cohesivos por entubado, se debe asumir que el suelo se aflojará como resultado de las operaciones de perforación, a pesar de que inicialmente puede estar en un estado denso o medianamente denso. La ecuación 7.3 se puede utilizar para calcular la fricción superficial al asumir que el valor ϕ será representativo de condiciones de suelo suelto. De forma similar, el valor ϕ utilizado para obtener el factor de capacidad de carga N_q para calcular la resistencia de la base con la primera parte de la ecuación 7.4 debe corresponder a condiciones de suelo suelto. Cuando se instalan pilotes por taladro rotatorio bajo una lechada de bentonita, se debe considerar que el valor ϕ utilizado para calcular tanto la fricción superficial como la resistencia de carga última corresponderán a condiciones de suelo inalterado.^{7,11}

El asumir condiciones de suelo suelto para calcular la fricción superficial y la resistencia última significa que la capacidad última de soporte de un pilote perforado en un suelo no cohesivo será considerablemente menor a la de un pilote hundido en el mismo tipo de suelo. Esto se ilustra con una comparación de pilotes perforados y sin perforar en una fábrica en

el sur de Inglaterra. En este sitio se encontraban 2.4 a 2.7 m de turba y arena fina, con valor de carga insignificante sobre 2.7 m de arena densa y grava (valor N de la prueba de penetración estándar = 35-50 golpes por 0.3 m), seguidos por arena fina limosa muy densa (valor N mayor a 50 golpes por 0.3 m). Se instalaron pilotes perforados y colados en sitio de 482 mm de diámetro de eje a 4.6 y 9.1 m de profundidad, los cuales fallaron a cargas de 219 y 349 kN, respectivamente. Se hundió un pilote de concreto precolado hueco de 508 mm de diámetro, hundiéndolo a 4.0 m bajo el nivel del terreno, donde la resistencia al hundimiento era de cuatro golpes de un martillo de 4 ton para los últimos 16 mm de penetración. El asentamiento total bajo una prueba de carga de 747 kN fue de 7.5 mm, y el asentamiento residual después de remover la carga fue de sólo 2.5 mm. A 747 kN, la presión última de carga se estimó en 3220 kN/m². Al basarse en un valor N de 40 golpes por 0.3 m, se calculó la resistencia de la base mediante la ecuación 7.4 resultando en 4830 kN/m². La fricción superficial total a lo largo del pilote de 4.6 m perforado y hundido no parece haber sido mayor a 50 kN en ninguno de los dos casos. De esta forma, el efecto aflojador de las operaciones de perforación en la resistencia de la base del pilote perforado fue claramente demostrado.

Puesto que tanto el pilote hundido como el colado en sitio pueden tener una base alargada, es imposible alargar la base de los pilotes perforados a menos que se utilicen técnicas de consolidación del suelo muy costosas (por ejemplo, inyecciones de químicos o congelamiento).

7.7. CARGAS ÚLTIMAS EN PILOTES HUNDIDOS EN SUELOS COHESIVOS

7.7.1. Fricción superficial a lo largo del pilote

La capacidad de carga de pilotes hundidos en materiales cohesivos tales como limos y arcillas se obtiene por la suma de la fricción superficial,¹ entre la superficie del pilote y el suelo, y la resistencia última. La fricción superficial no necesariamente es igual a la cohesión del suelo, ya que el hundido de un pilote a un suelo cohesivo puede alterar las características físicas de éste hasta una extensión importante. La fricción superficial también depende del material y de la forma del pilote.

¹ En un suelo cohesivo simplemente ($\phi = 0$) no hay, en términos llanos, ninguna fricción superficial. Sin embargo, el término se usa ampliamente para denotar adhesión o cohesión en el fuste de un pilote en un suelo cohesivo.

Los pilotes hincados o taladrados con gato hidráulico en el terreno causan el desplazamiento del suelo. Como resultado, tiene lugar la consolidación y el agua de poro se exprime hacia afuera bajo las presiones laterales impuestas cuando los pilotes son forzados contra el terreno. El efecto de un incremento en la presión del agua de poro corresponde con el decremento de la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) a lo largo del pilote, con un descenso en la fricción superficial. Esta agua de poro tarda algún tiempo en disiparse. La consolidación del suelo es relativamente lenta, y el levantamiento de la superficie del terreno es inevitable en las primeras etapas después del hundimiento. Al proceder la consolidación, el exceso del agua de los poros se disipa hacia el suelo circundante o hacia el material del pilote, y la superficie de suelo levantada vuelve a su lugar. La disipación de la presión del agua de poro en exceso resulta en un incremento de la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) así como en la fricción superficial. La figura 7.8 muestra el incremento en la capacidad de carga con el tiempo en pilotes hincados en arcillas blandas. Se verá que en la mayoría de los casos se alcanzó el 75 % de la capacidad de carga última dentro de 30 días después del hundimiento. Esto apunta hacia la necesidad de posponer las pruebas de carga de los pilotes por, al menos, 30 días en casos en que se gana una proporción relativamente alta de su capacidad de carga a través de la fricción superficial en limos y arcillas consolidados normalmente.

Cuando los pilotes son hundidos en arcillas sobreconsolidadas como morena glacial o arcilla London, tiene lugar poca o ninguna consolidación, el suelo se rompe y se levanta alrededor del pilote. Se sabe que una cubierta de arcilla de las zonas más suaves, cercanas a la superficie del suelo, se adhiere al cuerpo del pilote siguiendo el movimiento descendente y el rebote del pilote con cada golpe del martillo.^{7,13} También se

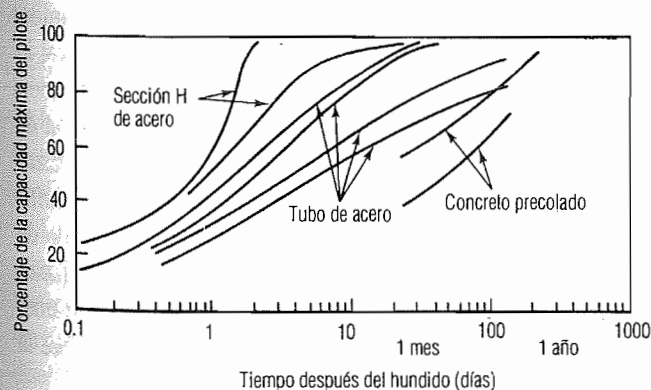


Figura 7.8. Aumento de la capacidad de soporte con tiempo de los pilotes hundidos en arcillas de suaves a rígidas (tomado de Vesic^{7,2}).

sabe que se forma un orificio alargado en la parte superior del eje debido a la vibración lateral del pilote bajo los golpes del martillo. También se puede producir un gran hoyo por las desviaciones en las dimensiones transversales o por lo rectilíneo del pilote. Se puede acumular agua de los poros en dicho orificio y lubricar el pilote. La posibilidad de una “deformación-reblandecimiento” de la arcilla debido al esfuerzo tan grande al cual está sujeto el suelo en la cara de contacto por el movimiento descendente del pilote también se debe considerar. Las pruebas han mostrado que la fuerza cortante residual de una arcilla sobreconsolidada después de un gran esfuerzo puede ser tan pequeña como del 50 % de la fuerza cortante pico en un sometimiento de esfuerzo bajo. Se cree que esto se debe a los efectos de reorientación de las partículas de la arcilla. Las arcillas consolidadas normalmente también muestran estos efectos de “deformación-reblandecimiento”.

Por lo tanto, debido a los efectos combinados en grado variado del levantamiento del terreno, la formación de un orificio alargado y del reblandecimiento por esfuerzo, no es de sorprender que la fricción superficial unitaria sea por lo común sólo una fracción de la fuerza cortante sin alterar de la arcilla o puedan ocurrir amplias variaciones en el “factor de adhesión” (esto es, la proporción de la fuerza cortante de la arcilla alterada en fricción superficial a lo largo del pilote con la fuerza cortante sin alterar de la arcilla) puede ocurrir en cualquier lugar.

El autor ha reunido información de registros publicados y no, los cuales establecen una relación entre el factor de adhesión y la fuerza de cortante de arcilla no drenada para tres condiciones diferentes como lo muestra la figura 7.9. Los factores de adhesión más altos se obtienen en el Caso 1, en el cual los pilotes son hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta arcilla. La abertura que tiende a formarse entre el pilote y la arcilla se rellena con material granular arrastrado hacia abajo sin perder fricción superficial. Mientras más alta la penetración en la arcilla, menor será el efecto del material granular, con la consecuente reducción en el factor de adhesión. Lo contrario se aplica al Caso 2 (arcilla suave sobre arcilla rígida), donde la suave arrastrada hacia abajo tiene un efecto reblandeciente en la fricción superficial. Cuanto más pequeña sea la profundidad de la penetración en la arcilla rígida mayor será la reducción proporcional en la fricción superficial. Para el Caso 3 (pilotes hundidos en arcilla firme a rígida sin ningún estrato diferente sobre él), se forma una abertura alrededor de la parte superior del pilote, y no se activa ninguna fricción superficial. Mientras menor

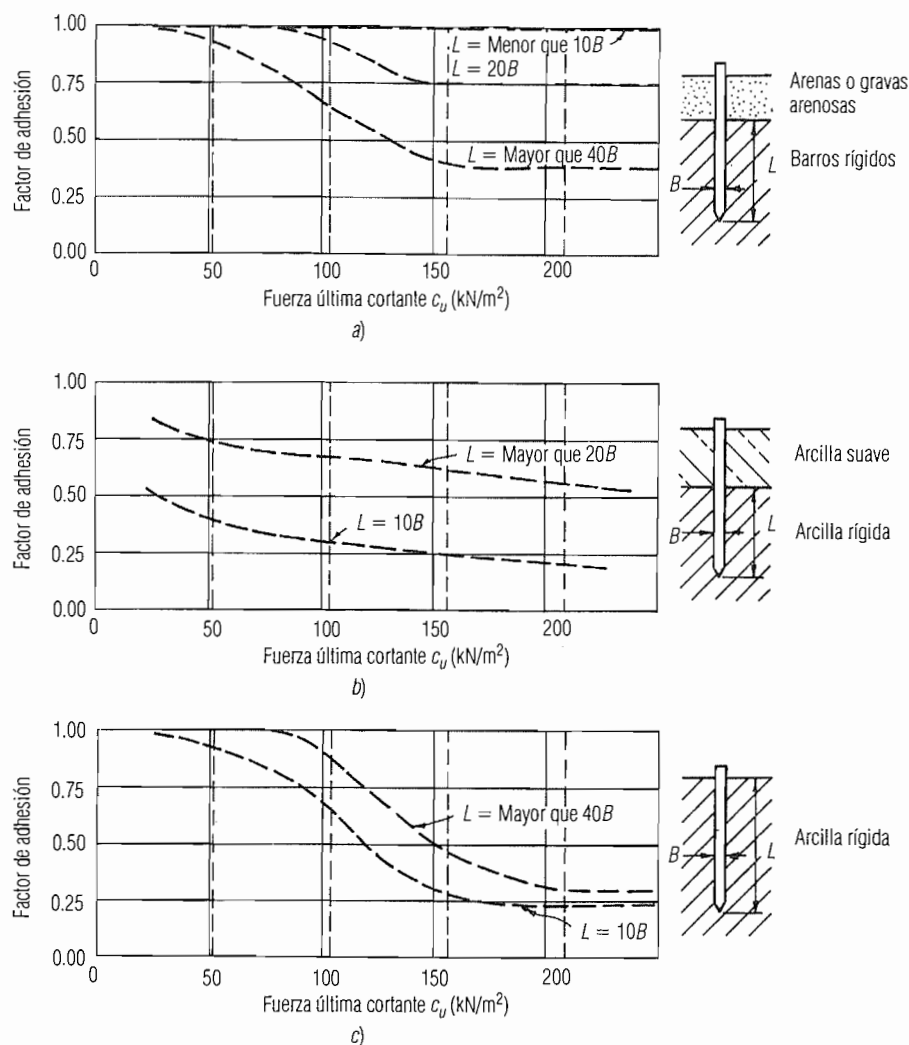


Figura 7.9. Factores de adhesión para los pilotes hundidos en arcilla. a) Caso 1: pilotes hundidos a través de las arenas sobre gravas arenosas. b) Caso 2: pilotes hundidos a través de una capa superior de arcilla débil. c) Caso 3: pilotes sin una capa superior diferente.

sea la penetración y mayor la rigidez de la arcilla, mayor será el efecto de la abertura.

Podría preguntarse por qué los factores de adhesión se deben basar en la fuerza cortante no drenada, siendo que la arcilla es extensivamente remoldeada al momento de hundir los pilotes. La razón para adoptar la fuerza cortante no drenada fue que el autor buscaba una base para correlacionar los resultados de las pruebas de carga del pilote con alguna propiedad medida del suelo. La publicación de resultados de pruebas de carga muchas veces incluye alguna información acerca de la fuerza cortante no drenada del suelo, y así fue posible establecer una relación, admitida como empírica, entre este parámetro y los valores de la fricción superficial última obtenidos con la información de la prueba de carga. Se dice que los métodos de esfuerzos efectivos basados en la

fuerza cortante drenada remoldeada del suelo son más lógicos.^{7,14} Esto puede ser verdad, pero los resultados publicados de pruebas de carga en pilotes no incluyen usualmente la información sobre los parámetros de fuerza cortante drenada y, lo que es más importante, por lo común no se tiene información respecto a los niveles freáticos o a las presiones de agua de poro adyacentes al cuerpo del pilote al momento de realizar las pruebas de carga. Las presiones del agua de poro son críticas para el cálculo de la fricción superficial por medio de métodos de esfuerzos efectivos, y donde se realizan correlaciones entre la fricción superficial medida y las fuerzas cortantes drenadas, haciéndose algunas amplias suposiciones sobre la presión de poro al momento de la prueba.

Los cambios de la presión del agua de poro con el tiempo tienen un efecto importante en la capacidad de soporte de los

pilotes hundidos en arcillas. La figura 7.8 muestra el incremento en la capacidad de carga en arcillas blandas a firmes.

En el caso de arcillas rígidas fisuradas, parece haber una reducción en la fuerza cortante debida a “esfuerzo-reblandecimiento”, pero no hay evidencia clara de recuperación de fuerza con el tiempo. Las pruebas de pilotes sobre arcilla London realizadas por Meyerhof y Murdock^{7.15} mostraron que nueve meses después del hundimiento, las cargas últimas sobre pilotes de concreto precolado eran únicamente del 80 al 90 % de las cargas últimas un mes después del hundimiento. Hubo una reducción similar en la capacidad de carga de los pilotes hundidos sobre arcillas rígidas fisuradas en Dinamarca^{7.16} después de 103 días. Las morenas glaciales arcillosas que han estado sujetas a “nuevas cargas” intensas, no siempre muestran efectos de “deformación-reblandecimiento” apreciables. Las fuerzas cortantes remoldeadas de arcilla de este tipo no son menores a sus fuerzas cortantes sin alterar y existe muy poca diferencia entre las fuerzas cortantes pico y las residuales. Los pilotes hundidos en arcillas glaciales rígidas de Ontario mostraron un incremento del 50 % en su capacidad de carga un año después de su hundimiento.

Las curvas de diseño de la figura 7.9 se aplican esencialmente a pilotes que soportan una carga ligera a moderada llevada a una penetración relativamente superficial dentro del estrato de carga. En esta condición, los suelos superficiales que se encuentran encima del estrato de carga tienen una influencia significativa en la fricción superficial desarrollada abajo. Cuando se sostienen cargas pesadas, como en el caso de pilotes de plataformas marinas petroleras, los pilotes se pueden hundir muy profundamente dentro del estrato de carga. Por esta condición, la influencia de los suelos superficiales es insignificante, aunque la magnitud de la presión de sobrecarga (*overburden*) resulta importante. También son importantes las consideraciones del asentamiento en pilotes muy largos, las cuales se comentan en la sección 7.18.

La investigación, principalmente en el campo de diseño de pilotes para estructuras marinas, muestra que el movimiento de la fricción superficial está influido principalmente por dos factores: éstos son la proporción de sobreconsolidación de la arcilla y la proporción de esbeltez (o aspecto) del pilote.

La proporción de sobreconsolidación se define como la relación de la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) vertical máxima previa σ_{vc} con la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) vertical existente σ_{vo} . Para propósitos de diseño de pilotes, Randolph y Wroth^{7.17} han mostrado que es conveniente representar la proporción de sobreconsolidación por la proporción más simple de la fuerza cortante no drena-

da con la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) existente, c_u/σ'_{vo} . Randolph y Wroth mostraron que la relación c_u/σ'_{vo} podría estar correlacionada con el factor de adhesión α . Semple y Rigden^{7.18} establecieron una relación entre estos dos a partir de la revisión de gran número de pruebas de carga de pilotes. Esto se muestra en la figura 7.10a para el caso de un pilote rígido, y cuando se calcula la fricción superficial con el valor pico de c_u . Para permitir la proporción de flexibilidad y esbeltez del pilote es necesario reducir los valores de α_p con un factor del largo, F , como lo muestra la figura 7.10b.

Por lo tanto, la fricción total de superficie

$$= Q_s = F\alpha_p \bar{c}_u A_s \quad (7.7)$$

La relación de esbeltez L/B , influye en la movilización de la fricción superficial en dos formas. Primero, un pilote delgado puede “abatirse” o sacudirse durante el hundimiento, causando una abertura alrededor del pilote a poca profundidad y reduciendo el esfuerzo horizontal en la interfase pilote/suelo a niveles más bajos. La segunda influencia es el resbalón en la

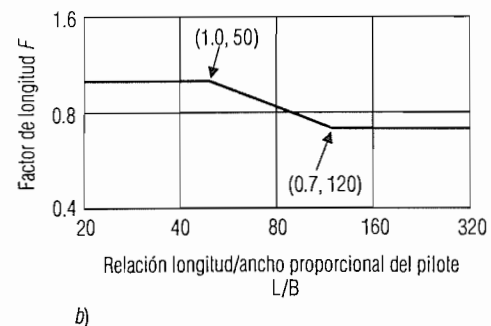
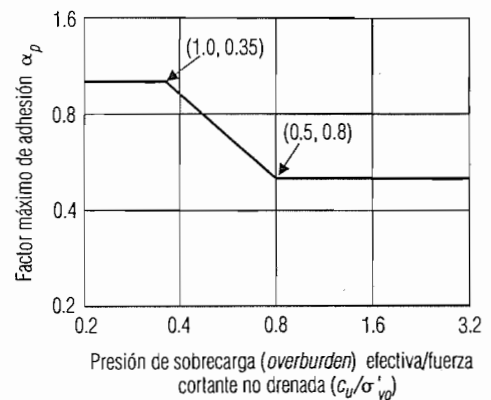


Figura 7.10. Factores de adhesión para pilotes de carga pesada hundidos hasta una penetración profunda: a) Factor de adhesión pico vs. c_u/σ'_{vo} ; b) Factor de longitud.

interfase cuando la fuerza cortante se traslada del pilote al suelo excede el valor pico de la fuerza cortante y pasa a la fuerza residual más baja. Esto se ilustra con la curva esfuerzo cortante/deformación de la prueba de corte simple de caja sobre arcilla. La fuerza cortante pico se alcanza a una deformación relativamente pequeña seguida por la fuerza residual mucho más baja ante una deformación grande.

7.7.2. Cálculo de la capacidad última de soporte

La capacidad de soporte de los pilotes hundidos en arcillas y limos arcillosos es igual a la suma de la resistencia última de carga con la fricción superficial de la parte del pilote en contacto con el suelo. La resistencia última se obtiene con la ecuación

$$Q_b = N_c \times c_b \times A_b \quad (7.8)$$

El factor de capacidad de carga N_c se puede considerar igual a 9 siempre y cuando el pilote sea hundido al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga. La fuerza de cortante c_b en la base del pilote se toma como la fuerza cortante no alterada considerando que se da tiempo para una recuperación del remoldeo a condiciones de fuerza cortante no alterada. En el caso de arcillas fisuradas rígidas, c_b se debe tomar como representativo de la fuerza *fisurada*, esto es, el rango más bajo de valores, si existe un espaciamiento apreciable en los resultados de la fuerza cortante. No se debe tomar en cuenta la reducción ocasionada por "deformación/reblandecimiento", ya que este efecto está restringido a la cara de contacto entre el pilote y el suelo.

La fricción superficial del pilote se obtiene con la ecuación

$$Q_s = \alpha \times \bar{c}_d \times A_s \quad (7.9)$$

donde

α = factor de adhesión (véase la figura 7.9, o las figuras 7.10 a y b),

$\bar{c}_d$ = promedio de la fuerza cortante no alterada de la arcilla adyacente al cuerpo del pilote,

A_s = área de la superficie del cuerpo del pilote.

En el caso de arcillas uniformes, o de arcillas que incrementan progresivamente su fuerza cortante con la profun-

didad, el valor promedio de la fuerza cortante sobre el largo total del pilote se toma por c_d . Cuando existe arcilla en capas de consistencia apreciablemente diferente, como las de arcilla suelta sobre rígida, la fricción superficial se calcula por separado para cada capa utilizando el factor de adhesión apropiado para la fuerza cortante y las condiciones de sobrecarga (*overburden*). Para pilotes sobre arcillas que se contraen (véase capítulo 3) se debe considerar una tolerancia para la arcilla que se contrae hacia afuera del pilote dentro de la zona sujeta a dilatación y contracción por temporada. En el caso de pilotes de sección H, los efectos de arrastre de la sobrecarga (*overburden*) de arcilla suave hacia la arcilla dura pueden causar una reducción mayor en la fricción superficial que la sufrida por un pilote sólido o de sección hueca. La presencia de una superficie débil a través del pilote puede causar rendimiento en el tapón del suelo de la punta reduciendo la resistencia última de carga. Se requiere de pruebas de carga adecuadas para comprobar la validez de cálculos de diseño para pilotes en H debido a estos efectos inciertos. Como guía aproximada, la fricción superficial se calcula conservadoramente en un perímetro igual a dos veces el ancho del reborde. La resistencia última de carga se calcula en la mitad del área bruta transversal (esto es, el ancho del reborde $\times$ la profundidad de la membrana) para permitir un aflojamiento posible del tapón de arcilla sujeto a la alta presión de la carga última. En forma similar, la resistencia última de carga calculada en el área bruta transversal de un pilote con tubo de acero abierto en las boquillas, se debe reducir a la mitad para permitir el aflojamiento del tapón, y la fricción superficial externa se debe reducir 20 %.

La carga de trabajo para todos los tipos de pilotes es igual a la suma de la resistencia de la base y a la fricción del fuste del pilote dividida entre un factor de seguridad adecuado tomando en cuenta el rango de los factores de adhesión (figura 7.9). Un factor de seguridad de 2 1/2 es razonable en esta suma.

$$\text{Carga permisible, } Q_a = \frac{Q_b + Q'_s}{2.5} \quad (7.10)$$

donde Q'_s es el factor de superficie calculado con los factores de adhesión mostrados en la figura 7.9 utilizando la fuerza cortante *promedio* o calculada con la ecuación 7.7. Además, Q_a no debe ser mayor a

$$\frac{Q_b}{3} + \frac{Q''_s}{1.5} \quad (7.11)$$

donde Q_s'' es la fricción superficial calculada con los factores de adhesión de la figura 7.9 utilizando el rango más bajo de la fuerza cortante.

Es permitido tomar un factor de seguridad igual a 1.5 de la fricción superficial, ya que el valor pico de la fricción superficial en un pilote sobre arcilla se obtiene de un asentamiento de tan sólo 3 a 8 mm, considerando que la resistencia de la base requiere de un asentamiento mayor para una movilización total.

7.8. PILOTES HUNDIDOS Y COLADOS EN SITIO SOBRE SUELOS COHESIVOS

Para pilotes en los que el tubo de acero o la cobertura de concreto precolado permanece hincada en el suelo, la fricción superficial del fuste del pilote se calcula con la ecuación 7.9 utilizando el factor de adhesión apropiado para la fuerza cortante no drenada. Para pilotes en los que se remueve el tubo, permitiendo que el concreto se expanda hacia las paredes del orificio, las condiciones de la fricción superficial son intermedias entre aquéllas para un pilote hincado y las de un pilote hundido y colado en sitio. Ya que el hundimiento del tubo compacta el suelo, y se obtiene una mayor compresión apisonando el concreto, no existe razón para suponer que los valores de la fricción superficial serán menores a los de pilotes de concreto precolado. Por lo tanto, se puede utilizar la ecuación 7.9 para obtener una revisión aproximada de los cálculos proporcionados por el contratista para los pilotes adecuados en cuestión.

Cuando se conoce con seguridad que la compactación del concreto durante la remoción del tubo puede causar un agrandamiento apreciable del pozo del pilote en una arcilla blanda o firme, se puede calcular la fricción superficial con el diámetro del pozo agrandado.

Debido a los valores de fricción superficial frecuentemente bajos, asociados con pilotes hundidos en arcillas rígidas, los pilotes que incorporan un agrandamiento en la base formada por la remoción de concreto con martillo (véase sección 8.13) tienen una ventaja notable sobre los pilotes de lados rectos. En todos los casos, la resistencia final se calcula con la ecuación 7.8, y el factor N_c de capacidad de carga se puede considerar igual a nueve, siempre y cuando la base del pilote sea hundida por lo menos a cinco diámetros dentro del estrato de carga.

7.9. PILOTES PERFORADOS Y COLADOS EN SITIO SOBRE SUELOS COHESIVOS

7.9.1. Resistencia de la base y fricción superficial

La resistencia de la base y la fricción superficial de pilotes perforados estudiados extensamente para las arcillas London, y los factores de adhesión y de capacidad última de carga para este depósito se establecieron en forma confiable. Las investigaciones han mostrado que un factor de capacidad de carga N_c de nueve se puede utilizar en la ecuación 7.8 siempre y cuando c_b sea representativo de la fuerza cortante fisurada (esto es, el rango más bajo de valores). El mismo valor de N_c se puede tomar para todos los tipos de arcilla, considerando que la base del pilote penetre al menos cinco diámetros dentro del estrato de carga.

Las investigaciones de Skempton^{7.19} en pilotes perforados en arcilla London demuestran que un factor de adhesión de 0.45 se puede utilizar en la fuerza cortante *promedio* para la ecuación 7.9. Se piensa que las razones por las cuales sólo se moviliza cerca de la mitad de la fuerza cortante en la fricción superficial, se deben a los efectos combinados de la dilatación (y por lo tanto reblandecimiento) de la arcilla en las paredes de la perforación al escaparse el agua de las fisuras de la arcilla y del concreto sin fijar, y al "reblandecimiento por trabajos" por las operaciones de perforación. Skempton^{7.19} recomendó que el valor de adhesión máximo debe ser de no más de 96 kN/m², y que en el caso de pilotes perforados cortos en arcillas London, donde la arcilla puede estar altamente fisurada a poca profundidad, el factor de adhesión se debe tomar como 0.3.

Weltman y Healy^{7.20} revisaron la información sobre la fricción superficial última de pilotes perforados en arcilla rocosa y en morenas glaciales, y produjeron la curva de diseño que se muestra en la figura 7.11. Esta curva se puede utilizar para cualquier tipo de arcilla, excepto la London, en casos en los que no se dispone de información publicada o de resultados de pruebas de carga.

Un factor de seguridad de 2 1/2 en la carga última obtenida con la suma de la resistencia de la base y de la fricción superficial debe asegurar que el asentamiento en la carga de trabajo no exceda un valor tolerable.

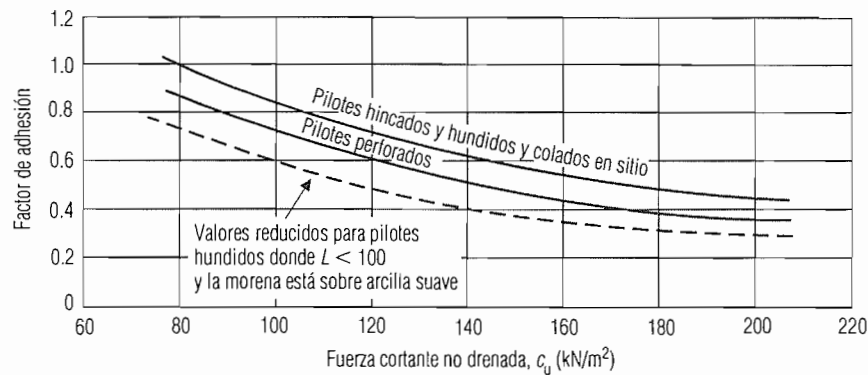


Figura 7.11. Factores de adhesión para los pilotes en arcilla pedregosa (tomado de Weltman y Healy^{7.20}).

7.9.2. Pilotes perforados de gran diámetro

Un volumen considerable de suelo está sujeto a esfuerzos bajo la base de un pilote de gran diámetro, y por lo tanto, los asentamientos elásticos y de consolidación son de considerable importancia para establecer la carga permisible. Los métodos de diseño deben tomar en cuenta estos asentamientos, y no es suficiente dividir la carga última entre un factor de seguridad nominal.

El primer paso es seleccionar un nivel de la base para los pilotes desde el aspecto de asentamiento general del grupo de pilotes (sección 7.13). Al establecer, por lo tanto, el largo requerido, el ingeniero puede llevar la carga de la superestructura sobre los pilotes de muchas formas. Puede soportar una columna sobre un pilote de lados rectos de gran diámetro, o puede utilizar un fuste de diámetro más pequeño pero con una base agrandada, o un grupo de pilotes de dimensiones pequeñas con o sin bases agrandadas.

La consideración que prevalece en la selección del diámetro del cuerpo del pilote y de la base es, claro está, el asentamiento en la carga de trabajo, la cual se determina por una interacción más bien entre el ancho del pilote y su base. La relación carga-asentamiento de estos dos componentes para un pilote típico se muestra en la figura 7.12. En la figura se verá que la resistencia total del cuerpo del pilote está desarrollando un asentamiento de tan sólo 15 mm, en vista de la resistencia total de la base, y la resistencia última del pilote completo desarrolla un asentamiento de 120 mm. Por lo tanto, si la estructura puede tolerar un asentamiento de 15 mm con una carga de trabajo de 2000 kN a la resistencia total del cuerpo del pilote aunque sólo 57 % de la resistencia de la base se habría desarrollado en la carga de trabajo. El factor de seguridad del pilote completo mostrado en la figura

7.12 es de 2.1. En la mayoría de los casos, la resistencia total del cuerpo del pilote desarrolla un asentamiento menor al aceptable para el diseñador estructural en la carga de trabajo.

Los efectos separados de la resistencia del pilote y de su base son considerados por Burland, Butler y Dunican.^{7.21} Ellos presentan un criterio de estabilidad simple que dicen puede ser utilizado para obtener la carga segura máxima de cualquier pilote barrenado.

En términos generales, establecen que “además de un factor de carga general, se debe satisfacer un factor de seguridad en la carga última”. Si se estipula un factor de carga general de 2, junto con un factor de seguridad mínimo de carga última de 3, entonces la carga segura máxima es la menor de las dos expresiones

$$\frac{Q_{ult}}{2} \text{ para el pilote} \quad (7.12a)$$

y

$$Q_{ult} \text{ para la flecha} + \frac{Q_{ult}}{3} \text{ para la base.} \quad (7.12b)$$

Afirman que la primera expresión es casi siempre dominante para pilotes de lados rectos y pilotes largos con ensanchados al fondo comparativamente pequeños, mientras que la segunda expresión por lo común controla los pilotes de grandes ensanchamientos al fondo. En casos en que la información del suelo es magra o variable, o cuando las cargas son indeterminadas, se piensa que un factor de carga general de 2.5 con un factor mínimo de seguridad de 3.5 en la base es más adecuado. Las cargas del pilote y de su base se calculan utilizando los factores de adhesión y de capacidad de carga dados en la sección 7.9.1.

En los casos de pilotes con bases ensanchadas al fondo, la

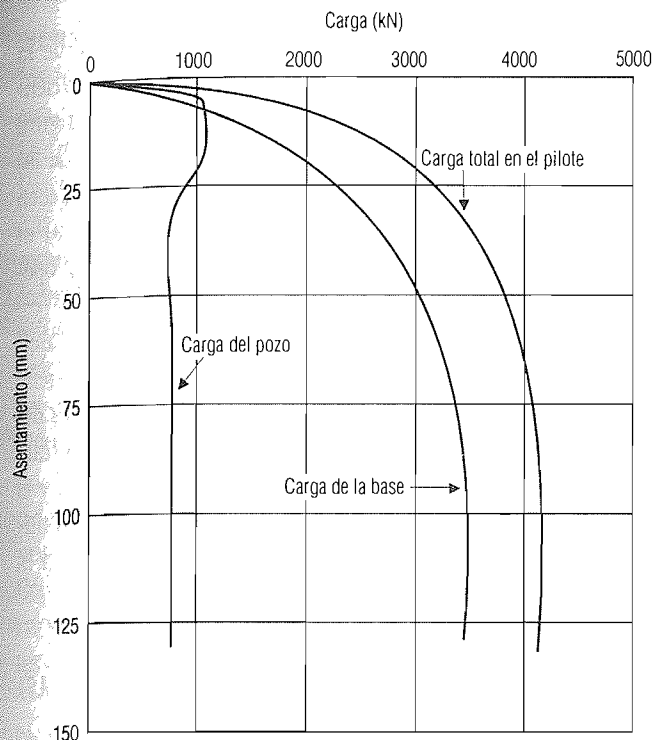


Figura 7.12. Relación asentamiento-carga para los pilotes perforados de gran diámetro y colados en sitio.

fricción superficial del fuste del pilote se debe ignorar por una distancia de dos diámetros de pilote por encima del ensanchamiento al fondo del mismo. Esto posibilita el arrastre bajo el cuerpo del pilote desde el suelo inmediatamente arriba del ensanchamiento. Este arrastre puede ocurrir como resultado del asentamiento normal elástico y de consolidación del pilote, causando una pequeña abertura entre la superficie superior de la sección ensanchada al fondo del pilote y el suelo encima de ésta. Este último tenderá a moverse hacia abajo con el tiempo, ocasionando un efecto de arrastre del cuerpo del pilote

Debido al tiempo requerido para formar un ensanchamiento al fondo por medio de excavación a mano o con máquina, al tiempo perdido limpiando el escombros del suelo, y a los retrasos antes de inspeccionar el ensanchamiento del fondo y comenzar a colarlo, es posible que ocurra un reblandecimiento apreciable debido a la dilatación del suelo y a la filtración del agua de las fisuras en la arcilla que estará en contacto con el cuerpo del pilote. Por esta razón, el autor prefiere utilizar un factor de adhesión de 0.3 para el cuerpo de pilotes con ensanchamiento al fondo.

Utilizando el criterio anterior para la estabilidad general, las dimensiones relativas del pilote y su base están regidas por consideraciones de asentamiento elástico en la carga de traba-

jo. La relación carga-asentamiento para la base del pilote se puede obtener directamente realizando pruebas de esfuerzo de la placa de carga en el fondo de las perforaciones o de pilotes de ensayo. Con el módulo de deformación obtenido en estas pruebas, se puede calcular el asentamiento a partir de la ecuación general 2.40, la cual, para una proporción modular de 0.5, y un pilote circular o cuadrado, se convierte en

$$\rho_i = \frac{0.6qB}{E_d} \quad (7.13)$$

El valor del módulo de deformación E_d se debe seleccionar con la curva carga-asentamiento correspondiente al módulo secante para la presión de la carga en la punta del pilote (véanse sección 1.4.4 y figura 2.48).

Si el asentamiento de la placa dividido entre el diámetro de la placa de esfuerzo (ρ_i/B) se traza contra la presión de carga de la placa dividida entre la capacidad última de carga del suelo bajo la placa (q/q_f), se obtiene una curva del tipo de la mostrada en la figura 7.13. Para un factor de seguridad mayor a 3, Burland, Butler y Dunican mostraron que una curva de este tipo se puede expresar como

$$\rho_i/B = K(q/q_f) \quad (7.14)$$

De este modo, a partir de una prueba de carga de la placa de cualquier diámetro apropiado, se obtiene el valor K para $q/q_f > 1/3$, permitiendo al ingeniero calcular ρ_i para cual-

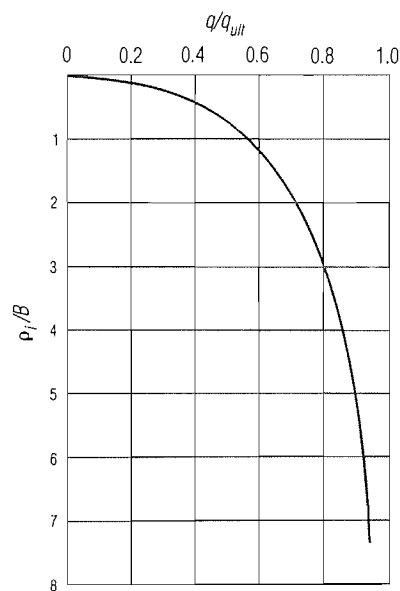


Figura 7.13. Relación de asentamiento para los pilotes en arcilla.

quier diámetro de base de un pilote dado. Los valores de K para la arcilla London han demostrado ser falsos, principalmente entre 0.01 y 0.02. El valor más alto se puede utilizar para sitios en arcilla London donde no se han realizado pruebas de esfuerzo de carga de la placa. Esto dará una predicción conservadora. La ecuación 7.14 se puede utilizar para determinar el asentamiento de la base para cualquier tipo de arcilla, siempre y cuando se realicen suficientes pruebas de carga de la placa para asegurar que la relación es única para el sitio en particular.

Si el asentamiento obtenido con la ecuación 7.14 es excesivo, será necesario, tanto reducir la carga de trabajo en el pilote como disminuir la carga en la base, incrementando el diámetro del fuste del pilote, o llevando el pilote a suelos más profundos y menos compresibles. El incremento en el tamaño de la base no reducirá el asentamiento.

Se verá que los pilotes de lados rectos muestran menos asentamiento elástico que los pilotes con ensanchamiento al fondo con la misma carga de trabajo. Sin embargo, la decisión final respecto a adoptar pilotes de lados rectos o pilotes de ensanchamiento al fondo, así como la selección de un diámetro relativo al fuste y la base de los pilotes con ensanchamiento al fondo, no siempre se realiza a partir de considerar el asentamiento únicamente. Los factores económicos muchas veces tienen una influencia dominante. Por ejemplo, se deben considerar los volúmenes relativos de suelo y concreto implicados, la practicabilidad de formar ensanchamientos al fondo en arcillas limosas o fisuradas, y la posibilidad de formar bases con ensanchamientos enormes al fondo con el equipo de perforación disponible. Estos factores se discutirán en la sección 8.14.3.

La utilización de métodos de diferencia finita y de elemento finito para predecir el comportamiento del asentamiento de pilotes bajo carga axial se describen en la sección 7.18.1.

7.10. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE DE PILOTES EN SUELOS INTERMEDIOS ENTRE ARENA Y ARCILLA Y SUELOS ESTRATIFICADOS

La resistencia última se puede calcular con la ecuación general de Terzaghi (2.19) utilizando los valores no alterados de c y ϕ obtenidos de las pruebas sobre muestras de suelo. Como ya se mencionó, esta fórmula tiende a dar resultados conservadores. No existe información disponible sobre la fricción superficial o la adhesión del pilote en suelos

$c-\phi$. Sin embargo, se pueden tomar como la suma de la adhesión y de la fricción superficial basadas en la experiencia, y utilizando como guía los valores dados en la figura 7.9, y calcular la fricción superficial con los métodos de las secciones 7.6 y 7.7. En el caso de pilotes perforados, se deben contemplar dichas consideraciones para representar el ablandamiento o efecto de aflojamiento causado por las operaciones de la perforación.

Cuando el extremo del pilote termina en un estrato de arcilla rígida o arena densa apoyado sobre arcilla blanda o arena suelta, existe el riesgo de que el pilote penetre a través del estrato débil. La resistencia en la base del pilote en el estrato resistente donde el espesor H entre el extremo del pilote y el extremo superior al estrato débil es menor que el espesor crítico de cerca de $10B$ (figura 7.14), se puede calcular con la ecuación de Meyerhof.^{7,22}

$$q_p = q_o + \frac{(q_l - q_o)H}{10B} < q_l \quad (7.15)$$

donde q_o y q_l son la resistencia última de la base de los estratos inferior débil y superior resistente, respectivamente.

7.11. CAPACIDAD DE SOPORTE DE PILOTES CIMENTADOS EN ROCA

7.11.1. Pilotes hundidos

Al cimentar pilotes en roca, es usual hundir los pilotes hasta el tope con el fin de obtener la capacidad de soporte

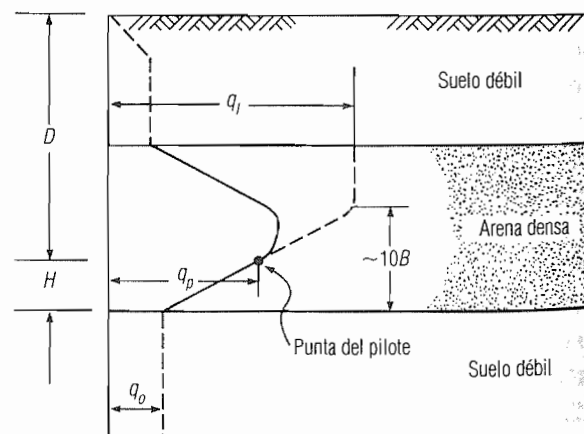


Figura 7.14. Resistencia de la carga final de los pilotes en suelos estratificados (tomado de Meyerhof^{7,22}).

máxima de los mismos. Si la roca es fuerte en su superficie, los pilotes rehusarán un hundimiento mayor. En estos casos, la capacidad de soporte de los pilotes está regida por la fuerza del fuste del pilote en forma de columna. Cuando los pilotes se hunden hacia la roca a través de arcillas o arenas más o menos duras, los pilotes se pueden considerar sostenidos en todos los lados; por lo tanto, la capacidad de soporte se calcula con la carga de seguridad del material del pilote en el punto de sección transversal mínima. En la práctica, es necesario limitar la carga de seguridad en pilotes en forma de columnas cortas por las frecuentes desviaciones de la vertical y por la posibilidad de daño del pilote durante el hundimiento, así como el subsecuente deterioro del material tras un largo periodo de tiempo. Las limitaciones en los esfuerzos de trabajo usualmente aparecen en Códigos de Práctica o leyes locales. Los valores de uso general se incluyen en la descripción de los diversos tipos de pilotes en el capítulo 8.

Las cargas de trabajo determinadas por el esfuerzo permisible en el material del cuerpo del pilote pueden no ser posibles cuando los pilotes se hunden en rocas débiles. Es necesario calcular la fricción superficial desarrollada sobre la profundidad de penetración en la roca y la resistencia última de carga de la roca bajo la punta del pilote.

Las rocas moderadamente débiles a moderadamente fuertes se rompen con la penetración del pilote. De aquí que la fricción superficial no sea mayor a la proporcionada por una grava de suelta a medianamente densa.

Los efectos del hundimiento del pilote en la resistencia de la base también se deben considerar. La capacidad de carga final de una masa de roca con juntas abiertas o rellenas de arcilla no es más que la fuerza de compresión no confinada de la roca intacta. Cuando las juntas están ampliamente espaciadas (a más de 600 mm), o cuando están demasiado cerradas, y permanecen cerradas después de hundir el pilote, la resistencia última de la carga final se puede calcular con la ecuación

$$q_{ub} = 2N_{\phi} q_{uc} \quad (7.16)$$

$$\text{donde } N_{\phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

y q_{uc} es la fuerza de compresión uniaxial de la roca.

Para arenisca que típicamente tienen valores ϕ entre los 40 y 45°, la resistencia última de carga se establece, por Pells y Turner,^{7,23} entre nueve y 12 veces la fuerza de compresión

uniaxial de una roca masiva o con juntas muy cerradas. Es importante hacer notar que para desarrollar la resistencia última de carga máxima del asentamiento de la punta del pilote comúnmente es del orden del 20 % del diámetro del pilote. Por lo tanto, un factor de seguridad amplio, al menos de 2.5, se debe adoptar para asegurar que los asentamientos en la carga de trabajo esté dentro de los límites permisibles. Se deben realizar pruebas de carga siempre que los asentamientos sean un factor crítico en el diseño.

Los pilotes hundidos en ciertos tipos de roca como la tiza, la pizarra y los esquistos de arcilla, o en rocas erosionadas, puede penetrar a una profundidad considerable antes de obtener una resistencia al hundimiento satisfactoria. La tiza es un material particularmente difícil para estimar la resistencia al hundimiento del pilote, ya que éste rompe la estructura celular de la tiza, liberando el agua contenida. Ésta forma una suspensión alrededor del pilote, dando una resistencia a la fricción muy baja durante el hundimiento. Es probable que la suspensión de tiza (partículas del tamaño de limo y agua) se asienten alrededor del pilote, incrementando la resistencia a la fricción con el tiempo, después que el hundimiento haya cesado, ya que los pilotes en tiza se reconocen por soportar altas cargas de trabajo si se deja un periodo de tiempo adecuado después del hundimiento antes de soportar la carga total en el pilote.

Los esquistos de arcilla y las pizarras con frecuencia consisten en roca fuerte moderada y parcialmente erosionada en estratos intercalados con roca de parcial a muy erosionada o con consistencia arcillosa de firme a rígida. A menos que se pruebe que las bandas de roca sean de un espesor apreciable sobre el área de los pilotes, es aconsejable basar la resistencia última del pilote en la fuerza cortante de los estratos de arcilla.

Si fuera posible obtener muestras no alteradas de la roca cohesiva completamente erosionada con muestreador abierto o con sacanúcleos, se podría obtener la capacidad de soporte de los pilotes tratándolos como hundidos en suelos, utilizando pruebas de laboratorio para determinar los valores de los parámetros de fuerza de deslizamiento drenada o sin drenar.

Se puede obtener una valiosa información sobre los valores de la resistencia de la base y de la fricción superficial de los pilotes hundidos en rocas débiles con los procedimientos mostrados en el Simposio de "Piles in Weak Rock" ("Pilotes en Roca Débil")^{7,24} y en el reporte de la CIRIA "Piling in Chalk" ("Pilotes en Tiza")^{7,25}.

7.11.2. Pilotes perforados

La acción de perforar un hueco en la roca para formar un conducto para pilote puede debilitar la capacidad de carga de algunos tipos de roca. Por ejemplo, la acción de las herramientas de perforación en tiza o esquistos de arcilla causan un rompimiento y suspensiones considerables en estos tipos de rocas. Por lo tanto, se deben utilizar valores bajos de fricción superficial para pilotes perforados en contacto con el material reblandecido. El valor real elegido dependerá de la dureza y fragilidad al rompimiento de estos materiales. La tiza o esquistos de arcilla friables se pueden reblandecer completamente, y la fricción superficial puede no ser mayor a, digamos, 20 kN/m^2 . En tiza o esquistos de arcilla más fuertes, en que no se requiere de entubado para sostener la perforación, las paredes del hoyo (si se hacen con percusión, y no con métodos rotativos) serán burdas. Por lo tanto, el concreto puede afinar las paredes de la perforación y la fuerza cortante de la roca se desarrollará en la fricción superficial de la boquilla de la roca, dando valores mucho mayores a los obtenibles con pilotes hincados. Los procedimientos del Simposio de "Piles in Weak Rock" ("Pilotes en Roca Débil")^{7,24} proporcionan alguna información útil de la capacidad de carga de boquillas de roca.

En el caso de rocas de moderadamente débiles a fuertes en que es posible obtener muestras del núcleo para pruebas de compresión axial o de carga puntual, la resistencia última de carga se puede calcular con los métodos proporcionados antes para pilotes hincados. Sin embargo, el proceso de perforación normalmente no rompe la roca a cualquier profundidad apreciable bajo la punta del pilote. Por lo tanto, el espaciamiento entre juntas se puede tomar para la masa de roca no alterada. Se deben adoptar valores altos de resistencia última de carga, sólo que con mucha precaución, preferiblemente cuando sea posible inspeccionar la base del pilote para asegurar que todo el escombros y la roca floja se removieron. De nuevo debe notarse que las presiones de carga última permisibles dependen del asentamiento tolerado en la carga de trabajo. Puede ser necesario realizar pruebas de capacidad de carga de la placa (sección 1.4.4) para obtener un módulo de deformación para la roca correspondiente a la presión última de carga, o para obtener el módulo de la relación empírica con la fuerza de compresión uniaxial (ecuación 2.54). El asentamiento de la base del pilote se puede calcular con la ecuación 7.13.

Cuando sea posible hundir tubos de muestreo en roca completamente débil o altamente erosionada y sacar mues-

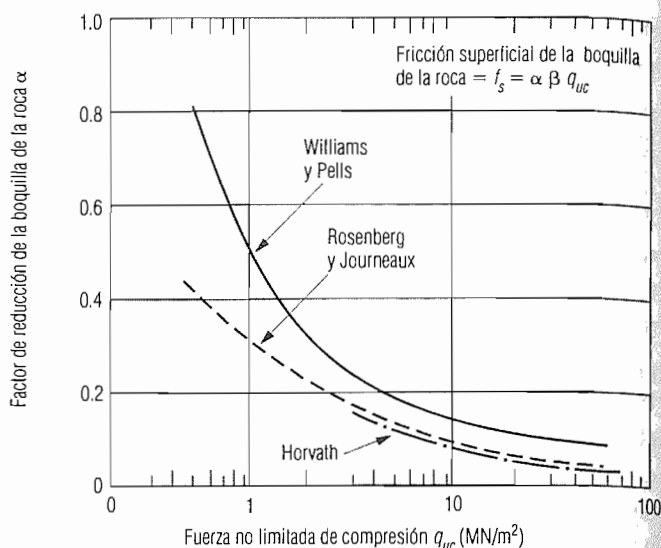


Figura 7.15. Fricción superficial de la boquilla de la roca relacionada con la fuerza uniaxial de compresión de roca intacta.

tras con núcleos obtenidos de perforaciones con métodos rotatorios, se pueden obtener el ángulo de resistencia al cortante y la cohesión del material con pruebas de compresión triaxial a una alta presión lateral en el laboratorio. Estos valores se pueden sustituir en la ecuación 2.19 para determinar la resistencia última del pilote.

La figura 7.15 muestra las curvas relacionadas con el factor de fricción superficial de la boquilla de la roca con la fuerza de compresión uniaxial de la roca establecidas por Rosenberg y Journeaux,^{7,26} Horvath,^{7,27} y Williams y Pells.^{7,28} La curva de Williams y Pells da valores bastante más altos que las otras dos. Sin embargo, su factor de fricción superficial se puede corregir con un factor que depende del factor de masa de la formación de roca como lo muestra la figura 7.16. El factor de masa está relacionado con el valor RQD o el espaciamiento de las fracturas de la masa de roca. Los valores se dan en la tabla 2.7.

7.12. PILOTES EN TERRAPLÉN-FRICCIÓN SUPERFICIAL NEGATIVA

Si se instalan pilotes hundidos o perforados sobre terraplén compresible o cualquier suelo que muestre una consolidación apreciable bajo su propio peso, una carga adicional a la carga de trabajo sobre la cabeza del pilote se transmite en fricción superficial; esto es, "fricción superficial negativa", a la superficie del pilote. Se da una consolidación adicional del relleno por la carga impuesta. Se debe permitir la fricción superficial

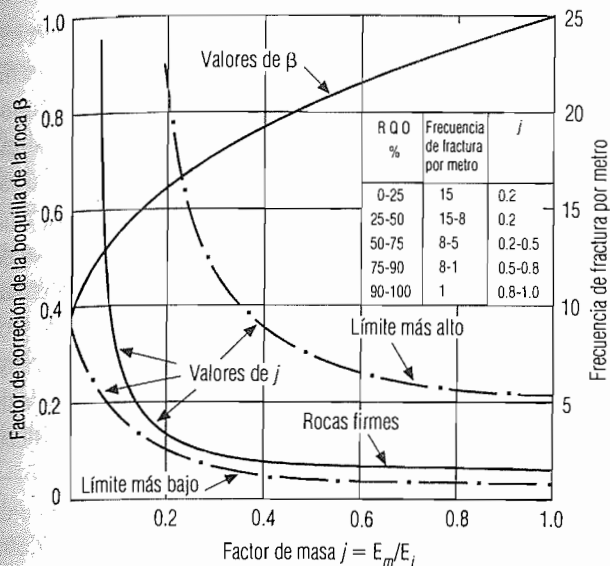


Figura 7.16. Factor de corrección permisible para la fricción superficial de la boquilla de la roca para discontinuidades.

negativa para considerar el factor de seguridad en la capacidad última de soporte del pilote.

El cálculo de la fricción superficial total negativa o la fuerza de arrastre hacia el fondo, en un pilote, es un asunto de gran complejidad, y el factor tiempo es importante. La fricción superficial negativa unitaria máxima en un pilote es la fricción superficial máxima desarrollada en la cara de contacto, y este valor pico se puede calcular exactamente en la misma forma que para calcular el esfuerzo en la fricción superficial dado a los pilotes de carga. Sin embargo, como lo establece la

sección 7.9, la fricción superficial máxima no será movilizada hasta que el suelo haya removido relativamente al pilote en cantidad apreciable, que puede ser del orden del 1% del diámetro del fuste del pilote. De esta forma, si tomamos el caso simple del asentamiento de un terraplén bajo su propio peso, colocado sobre un estrato no compresible como lo muestra la figura 7.17a, el terraplén localizado inmediatamente encima del estrato no compresible no se moverá en absoluto, y en consecuencia no causará ningún arrastre hacia el fondo del pilote. De hecho, la compresión elástica del pilote debida a las cargas sobrepuestas y de arrastre hacia el fondo puede ocasionar que el pilote se mueva hacia abajo en relación con el terraplén, provocando que el terraplén actúe como apoyo del pilote. El asentamiento máximo del terraplén será en la superficie del terreno, pero aquí el movimiento puede ser tan grande que la fricción superficial sobrepase su valor pico, y el arrastre final hacia el fondo será entonces el correspondiente al valor residual o de gran deformación. A pesar de esto, en alguna etapa temprana del asentamiento del terraplén, el movimiento en la superficie del terreno será suficiente para movilizar la fricción superficial pico, mientras que el movimiento a niveles más bajos será insuficiente para movilizar el valor pico. Si se sobrepone una carga en el pilote sobre el nivel del terreno, el pilote se comprimirá elásticamente, siendo el movimiento máximo en la superficie del terreno. Esto reducirá el movimiento relativo entre el pilote y el suelo, lo que puede ocasionar el desarrollo de la fricción superficial pico en apoyo del pilote (figura 7.17b), o bien el movimiento relativo podría ser tan bajo que no se alcance el valor pico.

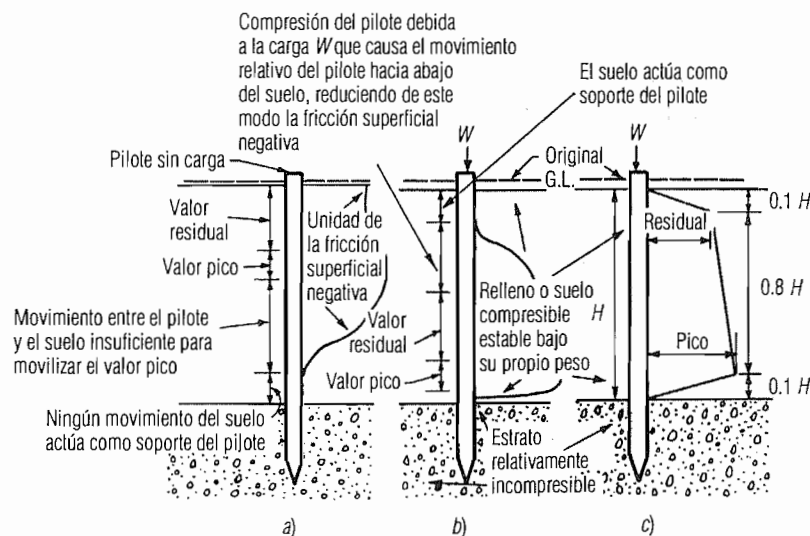


Figura 7.17. Fricción superficial negativa en los pilotes hundidos hacia un estrato relativamente incompresible. a) Etapas tempranas de asentamiento de la capa compresible. b) Etapas tardías de asentamiento de la capa compresible. c) Curva promedio para propósitos de diseño.

Tome ahora el ejemplo de un pilote apoyado sobre un estrato compresible, digamos una arcilla rígida. En este caso, todo el pilote se asentará, tendiendo a movilizar el valor pico de la fricción superficial y una proporción de la resistencia de la base en el estrato de carga. El pilote se moverá hacia abajo en relación con el terraplén inmediatamente encima del estrato de carga, y por lo tanto el terraplén actuará en apoyo del pilote a lo largo de éste. Las figuras 7.18a y b muestran la distribución de las fuerzas de arrastre hacia el fondo y los esfuerzos del fuste del pilote para las etapas temprana y tardía de la consolidación del terraplén.

Más adelante se verá que, debido a la incertidumbre en la magnitud de las fuerzas de arrastre hacia el fondo movilizadas, en el movimiento relativo dependiente del tiempo, entre el pilote y el suelo, es imposible obtener una estimación cercana de la fuerza total de arrastre. Todo lo que se puede decir con certeza es que el valor pico de la fricción superficial no actuará en ningún tiempo a todo lo largo del pilote hundido en el terraplén. Las figuras 7.17c y 7.18c permitirán al ingeniero hacer una conjetura acertada en cuanto a la carga de arrastre hacia el fondo permisible para propósitos de diseño.

La fuerza de la fricción superficial negativa a cualquier profundidad se puede calcular con la ecuación

$$f_{\text{sneg}} = \beta p_o \quad (7.17)$$

donde p_o es la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) y β un factor de reducción mostrado por Meyerhof^{7.22} igual a 0.3 para pilotes de hasta 15 m de largo, reduciéndose a 0.2 y a 0.1 para pilotes de 40 y 60 m de largo, respectivamente.

En los casos en los que la fricción superficial negativa sea tan alta para causar dificultades en el diseño del pilote, sería posible eliminar el arrastre hacia el fondo por entero o controlarlo dentro de límites predeterminados. Esto se puede realizar al encamisar al pilote a través del estrato compresible, o rodearlo con una película ligera de asfalto con valor de fricción comparativamente bajo. Sin embargo, los recubrimientos de este tipo resultan costosos, y por lo común es más económico proveer la fricción superficial negativa al incrementar la profundidad de penetración para ganar fricción adicional como fuerza de sostén de los pilotes. Alternativamente, la carga de trabajo de los pilotes de la superestructura se puede reducir instalando pilotes adicionales.

Si el relleno permanece en su lugar por un periodo de años muy largo o, por otra parte, ha sido bien consolidado, se puede ignorar la fricción superficial negativa durante la estimación de la carga de trabajo total en el pilote, pero no se debe dejar actuar a la fricción superficial del relleno como apoyo del pilote. Para casos intermedios entre relleno recientemente colocado y relleno antiguo, el factor de seguridad es dado por

$$\frac{\text{Capacidad final de soporte}}{\text{Carga de trabajo} + \text{fricción superficial negativa}}$$

se puede reducir por abajo del valor normalmente adoptado para cargas de trabajo solas.

También se puede presentar fricción superficial negativa cuando se coloca el relleno sobre estratos de turba o arcilla

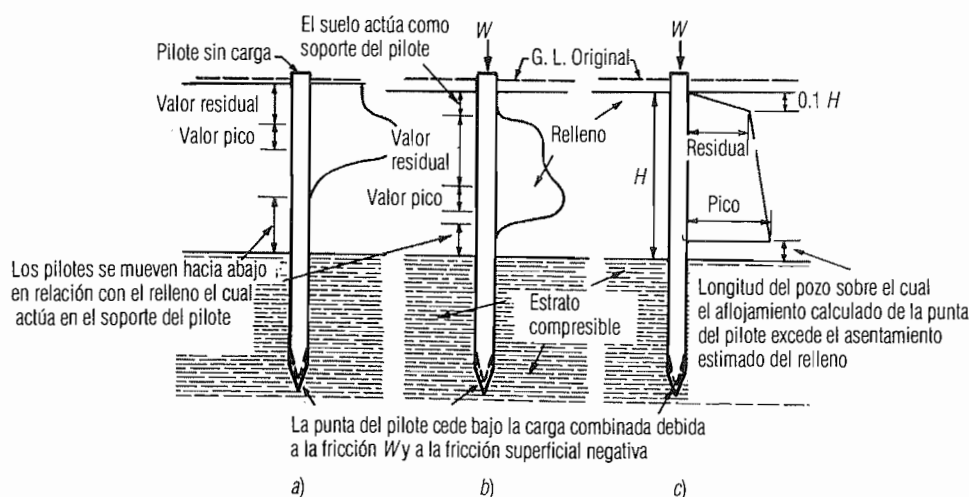


Figura 7.18. Fricción superficial negativa en los pilotes hundidos a través de rellenos en un estrato compresible. a) Etapas tempranas de asentamiento del relleno. b) Etapas tardías de asentamiento del relleno. c) Curva promedio para propósitos de diseño.

blanda. La carga sobreimpuesta en dichos estratos compresibles causa un gran asentamiento en el relleno, con el consecuente arrastre hacia el fondo de los pilotes. La fricción superficial que se deberá agregar a la carga de trabajo incluye tanto la de la turba o arcilla suave como la del relleno.

En algunas circunstancias, la fricción superficial negativa se puede causar por el hundimiento de los pilotes en arcillas consolidadas normalmente, causando un remoldeamiento extenso y un levantamiento en la superficie del terreno; aunque, como se mencionó en la sección 7.7.1, el suelo se reconsolidará rápidamente y recupera su fuerza original antes de que se requiera que el pilote lleve su carga de trabajo total. Ciertamente el valor del hundimiento total de pilotes en arcillas blandas sin alcanzar ningún estrato de carga firme es discutible. En el caso de pilotes hundidos en arcillas sobreconsolidadas rígidas, a pesar de ocurrir un remoldeamiento, existe muy poca, o ninguna pérdida de la fuerza cortante. Sin embargo, las masas de arcilla rota se reconsolidan muy lentamente (posiblemente nunca dentro de la vida de la estructura). Por lo tanto, las arcillas duras continuarán apoyando a los pilotes a lo largo del periodo de consolidación. Esta consolidación inevitablemente estará acompañada de un asentamiento mayor.

7.13. CAPACIDAD DE SOPORTE DE GRUPOS DE PILOTES

7.13.1. Comportamiento de grupos de pilotes

Como ya se estableció en este capítulo, es importante considerar el efecto del hundimiento y la carga de pilotes en grupos. Únicamente cuando los pilotes son llevados a un estrato duro incompresible, el asentamiento de un grupo de pilotes es igual al de un pilote solo bajo la misma carga de trabajo que cada pilote en el grupo (el asentamiento de pilotes hundidos en un estrato duro incompresible se debe al acortamiento elástico del fuste del pilote y a cierto rendimiento flexible del material bajo la punta del pilote).

Si los pilotes se hincan en un estrato de carga compresible, como una capa de arcilla rígida, o si el estrato de carga es por sí mismo relativamente incompresible (una arena densa, por ejemplo) seguido de un estrato compresible, entonces la capacidad de soporte del grupo de pilotes puede ser mucho menor a la de la suma de los pilotes individuales. Además, el asentamiento del grupo de pilotes suele ser muchas veces mayor al

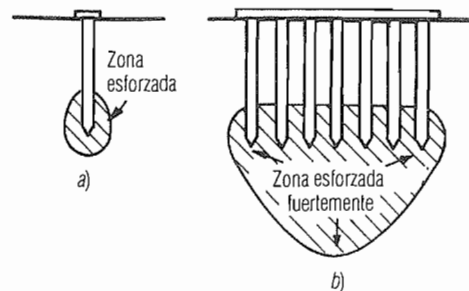


Figura 7.19. Comparación de las zonas esforzadas bajo un pilote y un grupo de pilotes. a) Pilote único. b) Grupo de pilotes.

del pilote individual bajo la misma carga de trabajo. Esto se ilustra en la figura 7.19a y b. En el caso de un pilote único (figura 7.19a), sólo una zona pequeña de suelo compresible alrededor o debajo del pilote está sujeta a esfuerzo vertical; mientras que en el grupo de pilotes (figura 7.19b), se esfuerza una profundidad considerable de suelo alrededor y debajo del grupo, y el asentamiento del grupo puede ser grande.

Un ejemplo de los efectos de un asentamiento severo debido a la consolidación de las capas profundas de arcilla blanda, bajo grandes grupos de pilotes, se obtiene del caso de los edificios del Campus del Massachusetts Institute of Technology (Instituto de Tecnología de Massachusetts).^{7.29} Estos edificios se construyeron en 1915 y estaban cimentados sobre pilotes, que en la mayoría de los casos terminaban en una capa de arena y grava localizada bajo limo orgánico y turba a una profundidad generalmente de 3 a 6 m bajo el nivel del suelo. La capa de arena y grava era muy variable en grosor hasta un máximo de cerca de 7.6 m (figura 7.20). En los lugares en que la capa era sólo de 1 m, los pilotes se hundieron a través de ella hasta alcanzar el estrato profundo de arcilla Boston Blue y compresible, la cual tenía 21 m o más de espesor, y era seguida por morena glacial y roca. De esta forma, las áreas con pilotes transmitían sus cargas a través de la arena y grava hasta la arcilla compresible, y esto ocasionaba un gran hundimiento y extensos agrietamientos en los edificios. Los asentamientos variaron ampliamente en el área cargada. Entre 1915 y 1943 los asentamientos se incrementaron progresivamente, siendo el mínimo de 40 mm y el máximo de 230 mm (figura 7.20). Las variaciones se debieron principalmente a la variación en el espesor del estrato de grava y arena y al largo de los pilotes. El mayor asentamiento ocurrió donde los pilotes fueron hincados dentro del estrato de arcilla Boston Blue.

Con lo siguiente se apreciará que los problemas de estabilidad de los grupos de pilotes son, primero, la capacidad del suelo alrededor y debajo del bloque de suelo que contiene al

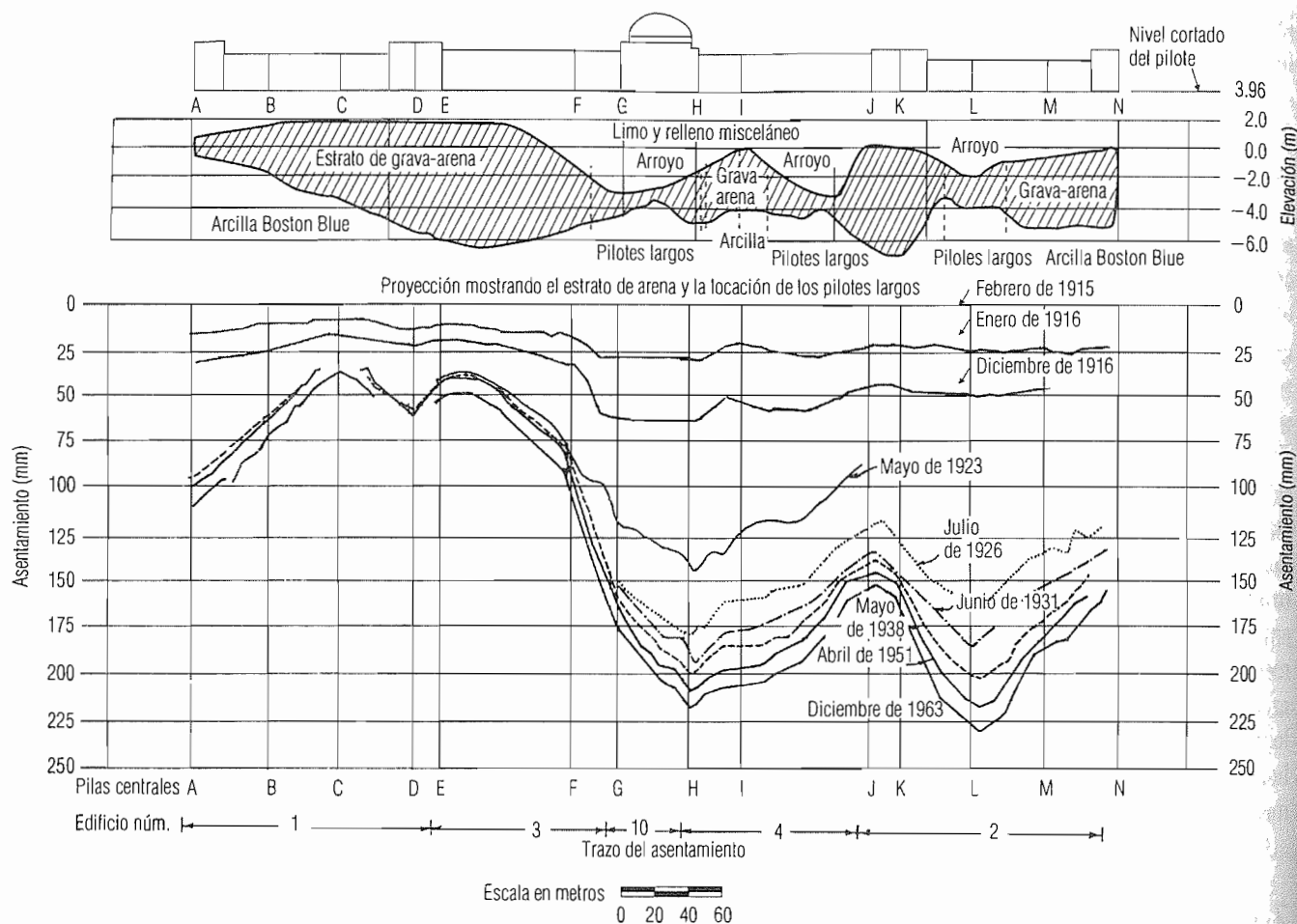


Figura 7.20. Asentamiento de grupos de pilotes bajo los edificios del Campus del Massachusetts Institute of Technology (tomado de Horme y Lamb²²⁹).

grupo de pilotes para soportar la carga completa de la estructura y, segundo, los efectos de consolidación del suelo para una profundidad considerable bajo el grupo de pilotes. Por lo tanto, la forma en que se instala el pilote individual, ya sea por hincado, perforación o con martillo, tiene un efecto pequeño en estos dos problemas. Esto es debido a que la zona del suelo afectada por el método de instalación del pilote es muy pequeña comparada con la masa tan grande de suelo afectada por la presión vertical transmitida por los pilotes del grupo.

Para poder determinar la capacidad de carga final de un grupo de pilotes y estimar los asentamientos inmediatos y de consolidación del grupo, se asume que el área de los pilotes actúa como una cimentación con base en una losa enterrada con un grado de flexibilidad que depende de la rigidez del sistema de cubierta y de la estructura sobrepuesta. Se permite la transferencia de la carga de los pilotes hacia el suelo en fricción superficial considerando que la carga se esparce del

fuste de los pilotes de fricción a un ángulo de 1 en 4 de la vertical como lo muestra la figura 7.21a-c.

El factor de seguridad del equivalente de la cimentación, con base en una losa contra la falla general por deslizamiento del suelo que se encuentra por debajo se determina conociendo la resistencia al cortante del suelo utilizando los métodos descritos en la sección 2.3.

Los asentamientos inmediato y de consolidación de la losa equivalente se calculan utilizando el procedimiento de la sección 2.6. Como alternativa, se pueden usar los métodos elásticos continuos descritos en la sección 7.18.2.

7.13.2. Grupos de pilotes en suelos no cohesivos

La acción de hincar pilotes o tubos para pilotes en suelos no cohesivos es compactar el suelo alrededor del pilote en un

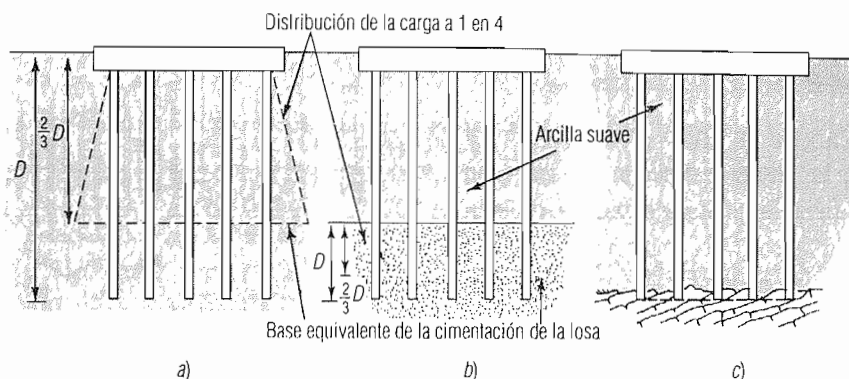


Figura 7.21. Carga transferida al suelo desde los grupos de pilotes. a) Grupo de pilotes soportados principalmente por la fricción superficial. b) Grupo de pilotes hundidos a través de arcilla débil para combinarla con la fricción superficial y la carga última en un estrato de un suelo denso y granular. c) Grupo de pilotes soportados en la carga última en un estrato duro e incompresible.

radio de por lo menos tres veces el diámetro del pilote. Por lo tanto, cuando se hunden los pilotes en un grupo dentro de un espacio reducido, el suelo circundante entre ellos se vuelve altamente compacto.

El espaciamiento de los pilotes hincados en grupos grandes en suelos no cohesivos requiere de una consideración cuidadosa. Si los pilotes están en centros cerrados, los primeros pilotes se hundirán fácilmente, pero al incrementarse la densidad del suelo, el hincado de los pilotes adicionales se vuelve progresivamente más difícil. Al hundir pilotes en arenas o gravas, el mejor procedimiento, para evitar la dificultad de la compresión del suelo, es comenzar a hundir en el centro del grupo y después trabajar hacia afuera en todas direcciones.

El Code of Practice for Foundations (Código de Prácticas para Cimentaciones) (CP 2004) requiere de un espaciamiento mínimo, centro-a-centro para pilotes de carga última, del doble del ancho menor del pilote, y cuando los pilotes cargan la mayor parte de su carga en fricción superficial, el espaciamiento centro-a-centro no debe ser menor a tres veces el ancho menor del pilote.

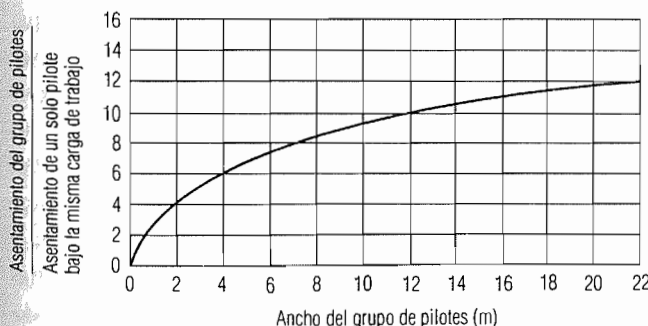


Figura 7.22. Asentamiento de arenas de grupos de pilotes (tomado de Skempton *et al.*^{7.30}).

Para la mayoría de las estructuras en ingeniería, la carga a ser aplicada a un grupo de pilotes se calculará a partir de las consideraciones de asentamiento, y no por los cálculos de la capacidad última de soporte del grupo, dividiéndolas entre un factor de seguridad arbitrario de 2 o 3. Generalmente, el asentamiento del grupo se puede calcular asumiendo que el área con pilotes actúa como una cimentación fundada en una losa enterrada (figura 7.21a o b). Sin embargo, como guía preliminar para la magnitud de los asentamientos, Skempton, Yassin y Gibson^{7.30} han publicado curvas (figura 7.22) que relacionan el asentamiento de grupos de pilotes de un ancho dado con el de un pilote único. Estas curvas se pueden tomar para pilotes hincados o perforados.

7.13.3. Grupos de pilotes en suelos cohesivos

El efecto de hundir pilotes en suelos cohesivos (arcillas y limos) es muy diferente al de los suelos no cohesivos. Los pilotes hundidos o perforados en grupos dentro de arcillas blandas y sensibles causan un remoldeamiento extenso del suelo y, en el caso de pilotes hincados, un levantamiento en la superficie del terreno alrededor del grupo. Con el paso del tiempo, el suelo se reconsolida y recupera su fuerza cortante original. Por lo tanto, la reconsolidación causa un arrastre hacia abajo en el cuerpo del pilote. Cuando los pilotes se hincan en arcillas rígidas, ocurre el mismo levantamiento del terreno, pero el suelo es empujado en grumos o masas resquebrajadas, y los pilotes se pueden alzar. La reconsolidación es extremadamente lenta y la fuerza cortante original de la masa completa del suelo alrededor y dentro del grupo de pilotes tal vez nunca se

recupere durante la vida útil de la estructura. Los efectos de arrastre hacia abajo son pequeños y no ocurren en el caso de pilotes perforados.

Cuando se aplica la carga a un grupo poco espaciado, el suelo contenido dentro de los pilotes se mueve hacia abajo con los pilotes y, al ocurrir la falla, los pilotes y el suelo se mueven juntos para dar origen a la típica "falla de bloque". El mismo mecanismo de falla ocurre con pilotes hundidos o perforados. Los pilotes en suelos cohesivos generalmente actúan como pilotes de fricción y, por lo tanto, se debe adoptar el espaciamiento mínimo centro-a-centro no menor que el perímetro del pilote, como lo requiere el CP 2004. Se puede requerir hacer una consideración especial al distanciamiento entre pilotes muy cargados con bases ensanchadas. La interacción de esfuerzos bajo las bases de los pilotes se debe analizar. El análisis por elemento finito puede ser útil para este propósito.

La falla de bloque no debe ocurrir con un espaciamiento de tres veces el perímetro, pero si fuera necesario investigar este modo de falla para poco espaciamiento, la estabilidad del grupo de pilotes hundidos o perforados se obtiene por la suma de la resistencia al cortante del perímetro con la resistencia de carga final del bloque de suelo contenido por los pilotes (figura 7.23), como lo expresa la siguiente ecuación:

Capacidad última de soporte del grupo,

$$Q_u = 2D(B + L)\bar{c} + 1.3 c N_c BL \quad (7.18)$$

donde

D = largo de los pilotes,

B = ancho del grupo,

L = largo del grupo,

$\bar{c}$ = cohesión promedio de la arcilla alrededor del grupo,

c = cohesión de la arcilla bajo el grupo,

N_c = factor de capacidad de carga (véase sección 2.3).

El remoldeamiento causado por el pilote durante el hincado o perforación sólo toma lugar a una distancia relativamente pequeña alrededor y debajo del grupo de pilotes; por lo tanto, la fuerza cortante no alterada debajo del grupo se puede tomar por el segundo término en la ecuación 7.18. Sin embargo, al considerar la resistencia al cortante del perímetro, se debe tomar en cuenta el efecto del tiempo permitiendo la completa remodelación de la fuerza cortante para considerar $\bar{c}$, si los pilotes requieren soportar toda la carga de trabajo en un tiempo corto después del hundimiento, o la fuerza cor-

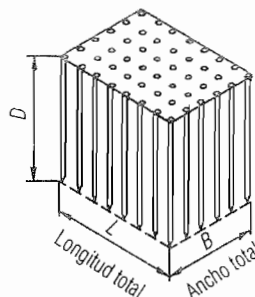


Figura 7.23. Cálculo de la falla del bloque del grupo de pilotes en arcilla.

tante original si la carga total puede ser demorada seis meses o más.

Los asentamientos de grupos de pilotes en suelos cohesivos se calculan asumiendo que el grupo actúa como una cimentación de base de losa enterrada (figura 7.21a o b), utilizando los métodos descritos en la sección 2.6.

El efecto que produce un levantamiento del terreno debido al hincado de grupos de pilotes en arcilla ya fue mencionado. En algunas circunstancias, esto puede causar un levantamiento de los pilotes ya hundidos. Han ocurrido casos en los que tanto los pilotes precolados e hincados como los colados en sitio se han levantado 100 mm o más. En el caso de pilotes hincados y colados en sitio, no siempre es posible hincarlos nuevamente en su posición original si son del tipo en el que el tubo se puede retirar. Sin embargo, los pilotes que incorporan un recubrimiento de acero, el cual permanece enterrado, pueden ser nuevamente hundidos reinsertando el eje antes de ser finalmente rellenados con concreto. El levantamiento de los pilotes casi siempre ocurre cuando todo el fuste de dichos pilotes se encuentran en arcillas de firmes a rígidas. Cuando la mayor porción de éstos se encuentra en una arcilla muy blanda, ésta se remoldea durante el hundimiento, y la adhesión resulta insuficiente para el suelo que se levanta para elevar los pilotes. Por lo tanto, al considerar el hundimiento de pilotes en grupos en arcillas de firmes a rígidas, el ingeniero debe utilizar concreto precolado, acero o pilotes con un recubrimiento que puedan ser rehundidos si fuera necesario, o alternativamente, adoptar pilotes perforados, o una parte de perforados y la otra hincados y colados en sitio. El suelo desplazado por los pilotes hincados en grupos puede causar altas presiones laterales en alcantarillas, cañerías o túneles subterráneos cercanos, con el consecuente riesgo de daños serios.

El posible daño del hincado total de pilotes en arcillas blandas compresibles ya se mencionó brevemente en la sección 7.12. Sin embargo, no está por demás mencionar con mayor detalle las ventajas y desventajas de los grupos de pilo-

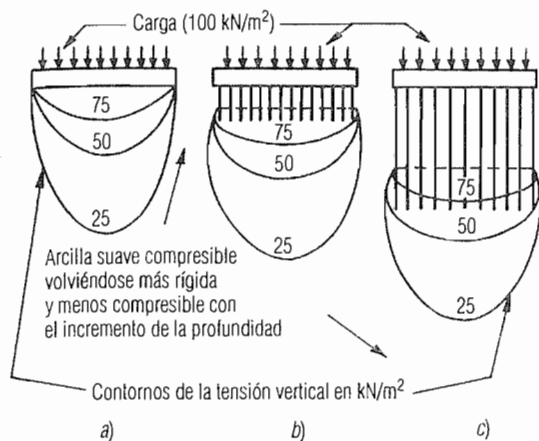


Figura 7.24. Comparación de la distribución de la tensión vertical entre a) la losa de la superficie, b) la losa con pilotes cortos, c) la losa con pilotes largos.

tes en este tipo de suelo. Se debe notar que, en esta etapa, los pilotes *cortos* son poco menos que inútiles. Una comparación de la distribución de esfuerzos en la figura 7.24a y b entre una cimentación de losa superficial y una cimentación de pilotes cortos muestra que, virtualmente, se somete a esfuerzos el mismo volumen de suelo compresible en cada caso. De hecho, el grupo de pilotes cortos puede mostrar un mayor asentamiento que la losa de cimentación artificial, debido a la reconsolidación del suelo levantado y remodelado. Sin embargo, la mayoría de las arcillas consolidadas normalmente muestran un incremento progresivo en la fuerza cortante y un decremento en la compresibilidad al aumentarse la profundidad. Así, en el caso del grupo de pilotes largos (figura 7.24c), los esfuerzos se transfieren a un suelo más profundo y menos compresible, y el asentamiento de la estructura es correspondientemente menor.

Se utilizan pilotes de fricción largos en arcillas volcánicas lacustres altamente compresibles en la Ciudad de México, como lo describe Zeevaert.⁷³¹ El edificio Azteca tenía un peso total de 79 300 kN. Se construyó un sótano a una profundidad de 6 m, lo que relevaba al suelo de 57 691 kN, y los restantes 21 522 kN eran soportados por 83 pilotes de concreto de 410 mm de diámetro y 18 m de largo, dando una carga de trabajo de 259 kN por pilote. El asentamiento observado 10 meses después de haber terminado el edificio, y dos años luego de comenzada la carga, fue de 200 mm comparado con los 250 mm calculados. El asentamiento calculado a ocho años era de poco más de 300 mm. Los asentamientos observados y estimados son sólo la mitad de los asentamientos calculados por Zeevaert para una cimentación de sótano sin pilotes.

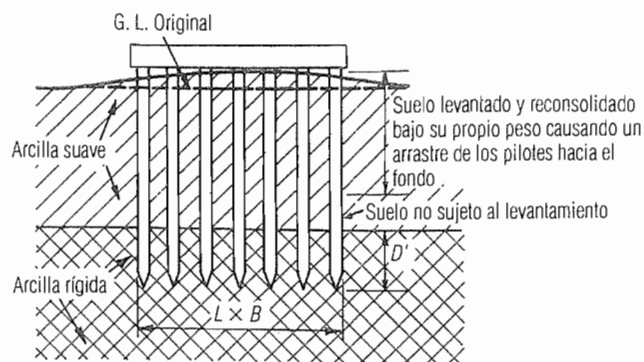


Figura 7.25. Efectos del levantamiento del terreno en grupos de pilotes hundidos en arcilla.

Un ejemplo del asentamiento de una cimentación de sótano con pilotes en arcillas rígidas es la cimentación de Hyde Park Cavalry Barracks (véase sección 5.5).

7.13.4. Levantamiento y reconsolidación del suelo

En un grupo de pilotes poco espaciado en el que se encuentran arcillas suaves o limos sobre arcillas rígidas; la parte superior de la masa de suelo ocupada por el grupo se levanta durante el hincado de los pilotes (figura 7.25). Así, al ocurrir la reconsolidación, el peso del suelo levantado se transfiere a los pilotes, lo que incrementa la carga sobre ellos. Por lo tanto, es evidente que las arcillas suaves y limos superiores no contribuyen a la capacidad de carga de los pilotes. El problema es valorar cuánta de esta carga se debe tomar para incrementar la carga de trabajo del pilote desde el punto de vista de la capacidad de soporte del pilote individual.

El peso de la masa de suelo que causa el arrastre hacia abajo se debe dividir entre los pilotes en el grupo y agregarse a la carga de trabajo de cada pilote. La carga total no debe exceder la capacidad última de soporte del pilote individual determinada por cálculo o por medio de una prueba de carga, pero el factor de seguridad no necesariamente debe ser alto. Un factor de seguridad menor a 2 se debe aceptar si el asentamiento del pilote individual no es excesivo bajo la carga total. Se debe notar que el arrastre hacia el fondo en cualquier pilote individual de un grupo, causado por la consolidación del suelo alrededor del pilote, no debe ser mayor al que pueda ser soportado en fricción superficial a lo largo del pilote, esto es, el área superficial del pilote enterrado en arcilla blanda multiplicada por la adhesión correspondiente a la fuerza cortante de la arcilla blanda

(véase figura 7.9). Además, al considerar el arrastre hacia abajo de un pilote individual, se debe recordar que sólo debe ocurrir un levantamiento y reconsolidación suficientes para causar una fricción superficial negativa en la parte superior del cuerpo del pilote (véase figura 7.17). El factor de seguridad de todo el grupo de pilotes bajo la carga de trabajo, más el peso de la masa que se consolida de arcilla blanda, también se deben calcular. La capacidad de soporte del grupo se obtiene con

$$Q_u = 2D'(B + 1)\bar{c} + cN_cBL \quad (7.19)$$

donde D' = penetración en el estrato de arcilla rígida.

Factor de seguridad = $Q_u \div$ (Carga de trabajo total del grupo de pilotes + Carga transferida por consolidación de la arcilla blanda).

Nuevamente el factor de seguridad sólo necesita ser bajo, ya que el arrastre hacia abajo debido al suelo que se consolida no incrementará la consolidación del suelo bajo el grupo completo, ya que la única carga adicional en la base del grupo de pilotes es la carga de trabajo impuesta en el grupo por la estructura más el peso neto de los pilotes en sí; es decir, el peso del suelo de sobrecarga (*overburden*) en la arcilla rígida bajo el grupo de pilotes no se ha incrementado durante el hincado de los pilotes.

En consecuencia, el procedimiento debe ser el siguiente:

- Para calcular la capacidad de soporte de pilotes individuales en el grupo o de todo el grupo, se descarta cualquier apoyo dado por la arcilla blanda.
- Debe existir un factor de seguridad en la expresión

Capacidad última de soporte del pilote individual

Carga de trabajo del pilote individual + Carga transferida al pilote individual desde la sobrecarga (*overburden*) consolidada,

pero el factor de seguridad puede ser menor al utilizado para:

Capacidad última de soporte del pilote individual

Carga de trabajo en un pilote individual

c) También debe existir un factor de seguridad en la expresión:

Capacidad última de soporte del grupo de pilotes

Carga de trabajo en el grupo + Carga transferida al grupo de pilotes desde la sobrecarga (*overburden*) consolidada.

Nuevamente el factor de seguridad puede ser menor al utilizado para:

Capacidad última de carga del grupo de pilotes

Carga de trabajo en el grupo de pilotes.

7.13.5. Grupos de pilotes en terrenos de relleno

En el caso de grupos de pilotes hundidos o perforados en relleno que se está consolidando bajo peso propio, o bajo el peso de la carga de la superficie, el peso de la masa completa de relleno, incluida en la periferia del grupo, se transfiere a los pilotes, como lo muestra la figura 7.26a. Cuando debajo del relleno se encuentra un estrato compresible como lo muestra la figura 7.26b, el peso de esa parte del estrato blando incluida en el grupo de pilotes en la cual el movimiento hacia abajo es suficiente para causar un arrastre hacia abajo se debe agregar al peso del relleno sobrepuesto, ya que este último causa la consolidación de la arcilla blanda, con el consecuente arrastre hacia abajo.

Así, en la figura 7.26a, la carga total en el grupo de pilotes a nivel del estrato de carga se obtiene con

$$Q_1 = \text{Carga de trabajo} + L \times B \times \gamma'D', \quad (7.20)$$

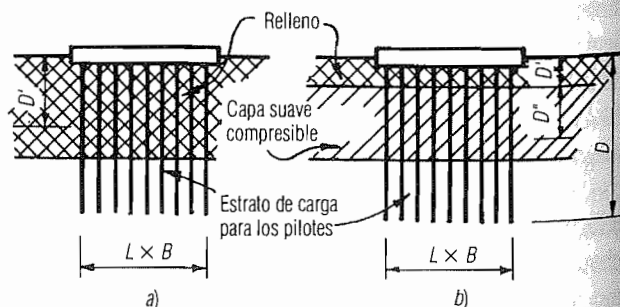


Figura 7.26. Grupo de pilotes en suelo relleno.

donde

γ' = densidad del relleno,
 D' = profundidad del relleno sobre el cual el movimiento es suficiente para causar un arrastre hacia abajo.

En la figura 7.26b, la carga total en el grupo de pilotes a nivel del estrato de carga se obtiene con

$$Q_2 = \text{Carga de trabajo} + L \times B \times \gamma' D' + L \times B \times \gamma'' D'', \quad (7.21a)$$

donde

γ'' = densidad del estrato blando,
 D'' = profundidad del estrato blando sobre el cual el movimiento es suficiente para causar un arrastre hacia abajo.

Sin embargo, la carga total del grupo de pilotes no excederá la fricción superficial última en los pilotes del relleno y la arcilla blanda, esto es,

$$Q_2 = \text{Carga de trabajo} + S_1 f' + S_1 f'', \quad (7.21b)$$

donde

S_1 = suma del área de la superficie de los pilotes enterrados en el relleno,
 S_2 = suma del área de la superficie de los pilotes enterrados en la arcilla blanda,
 f' = fricción superficial entre el relleno y los pilotes,
 f'' = fricción superficial entre la arcilla blanda y los pilotes.

El asentamiento de consolidación del estrato de carga debido a las cargas impuestas por el grupo de pilotes se debe calcular en la base de la carga de trabajo del grupo, más la carga máxima transferida a los pilotes únicamente desde el relleno. Por lo tanto, en la figura 7.26b no existe incremento en el peso del estrato blando que cause carga adicional en el estrato de carga. Las únicas cargas adicionales que causan asentamiento en el estrato de carga son las cargas de trabajo del grupo, más el peso del relleno. Esto supone que el relleno recientemente colocado no ha tenido tiempo para causar una consolidación apreciable en el estrato debajo de él.

El problema de la fricción superficial negativa por la consolidación del relleno se aplica tanto a pilotes hincados como a perforados. Sin embargo, estos problemas no ocurren si los pilotes son llevados a través del relleno hacia un estrato no

compresible como un lecho de roca, arena o grava muy compactas. En estos casos, los pilotes no pueden sufrir asentamientos, ya que la consolidación del relleno pasa a través de los pilotes, y su peso es soportado por el estrato no compresible más bajo. Sin embargo, el efecto de arrastre hacia abajo en el pilote considerado como columna estructural no se debe ignorar.

7.14. DISEÑO DE PILOTES AXIALMENTE CARGADOS CONSIDERADOS COMO COLUMNAS

Los pilotes enterrados por completo en el suelo no necesitan ser considerados como columnas largas para propósitos de diseño estructural. Sin embargo, cuando se proyectan por encima del suelo, como en el caso de muelles o caballetes con pilotes, la porción por encima del suelo, del mar o del río se debe considerar como columna, y es necesario considerar el largo efectivo y sus condiciones de apoyo en los extremos. El Code of Practice for Foundations (Código de Práctica para Cimentaciones), CP 2004, hace las siguientes recomendaciones

- En buen suelo, el punto más bajo de inflexión se puede tomar como cerca de 1.5 m bajo la superficie del terreno.
- Cuando el estrato más alto es de arcilla blanda o limo, este punto se puede tomar como la mitad de la profundidad de penetración en este estrato, pero no necesariamente más de 3 m.
- Un estrato de lodo líquido debe ser tratado como si fuera agua.

Los factores de reducción para el esfuerzo de carga de trabajo en pilotes que actúan como columnas para diversas proporciones de largo efectivo en menores radios de giro se muestran en la tabla 7.3.

7.15. PILOTES QUE RESISTEN LEVANTAMIENTOS

7.15.1. Anclaje de pilotes en el suelo

En ciertas circunstancias, se requiere que los pilotes resistan fuerzas de levantamiento como en el caso de cimentaciones de estructuras sujetas a momentos de volteo considerables;

Tabla 7.3. Factores de reducción para pilotes que actúan como columnas.

<i>Proporción de la longitud efectiva para el radio menor de rotación</i>	<i>Madera¹</i>	<i>Concreto reforzado²</i>	<i>Acero a B. S. 15³</i>	<i>Acero a B. S. 548³</i>	<i>Acero a B. S. 968³</i>	<i>Hierro fundido⁴</i>
0	1.00	—	1.00	1.00	1.00	1.13
10	0.98	—	0.95	0.94	0.94	0.94
20	0.95	—	0.89	0.87	0.88	0.80
30	0.93	—	0.84	0.81	0.82	0.64
40	0.89	—	0.78	0.75	0.75	0.50
50	0.82	1.00	0.73	0.68	0.69	0.39
60	0.72	0.88	0.68	0.62	0.63	0.31
70	0.61	0.76	0.62	0.56	0.57	—
80	0.50	0.67	0.57	0.49	0.51	—
90	0.41	0.59	0.51	0.43	0.44	—
100	0.34	0.52	0.46	0.37	0.38	—
110	0.28	—	0.41	0.32	0.33	—
120	0.24	—	0.36	0.27	0.29	—
130	0.21	—	0.32	0.24	0.25	—

¹ CO 112: *El uso estructural de la madera en edificios.*² CP 114: *El uso estructural del concreto normal reforzado en edificios.*³ CP 113: *El uso estructural del acero en edificios.*⁴ Recomendaciones de la British Cast Iron Research Association (Asociación de Investigación de Hierro Fundido Británica).

por ejemplo, chimeneas altas, torres de transmisión o rompeolas. La resistencia al levantamiento se obtiene con la fricción entre el pilote y el suelo circundante; se puede incrementar en el caso de pilotes perforados ensanchando el fondo de los pilotes, o con la orilla de bulbo de un pilote hincado y colado in situ. Meyerhof y Adams^{7,32} establecieron un método para calcular la resistencia al levantamiento de pilotes con bases ensanchadas. Diversos resultados de prueba publicados han indicado que la resistencia a la fricción superficial de los pilotes hacia cargas de levantamiento es significativamente menor a la lograda en resistencia a carga de compresión. Se sugiere una reducción del 50 % para suelos granulares, así como para carga largamente sostenida por arcillas. En la última la reducción es particularmente significativa para pilotes cortos debido al relajamiento de esfuerzos inducidos en el suelo durante la instalación. Por lo tanto, se debe aplicar el factor de seguridad apropiado a los valores de fricción superficial calculados mediante los métodos descritos anteriormente en este capítulo, y si la carga de levantamiento de los pilotes necesita movilizar una fricción superficial alcanzando los valores últimos, se recomienda llevar a cabo pruebas de levantamiento en algunos pilotes seleccionados para asegurar la existencia de un factor de seguridad apropiado

contra el pilote que está siendo empujado fuera del suelo. La resistencia al levantamiento en fricción superficial producida por arenas o gravas será de un orden bajo y se debe desechar si los pilotes hincados a poca profundidad de penetración están sujetos a vibración. Las estructuras de rompeolas y muelles están sujetas a fuerzas laterales de barcos que atracan y de la acción de las olas. Si estas fuerzas se transfieren a los pilotes que sostienen, el movimiento lateral resultante de la parte superior del largo enterrado de los pilotes puede destruir la mayor parte de la fricción superficial de éstos, por ejemplo, se puede formar un orificio alargado si los pilotes se hunden en arcillas rígidas. Este deterioro progresivo en resistencia al levantamiento debida a fricción superficial no se reflejará en una prueba de levantamiento realizada justo después del hundimiento; por esto, se debe adoptar un factor de seguridad generoso en la carga de levantamiento última para pilotes que soportan cargas tanto laterales como de levantamiento.

7.15.2. Anclaje de pilotes en rocas

Los pilotes hundidos en roca, a pesar de tener una alta resistencia a cargas, pueden tener una baja resistencia al

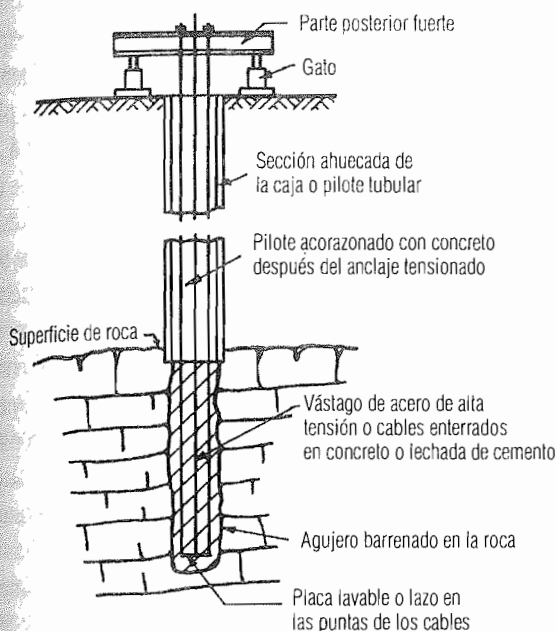


Figura 7.27. Anclaje preesforzado para pilote de tensión.

levantamiento si son hincados a través de materiales blandos o sueltos hasta una penetración pequeña en la roca. En consecuencia, si se introduce un pilote un metro más o menos en roca sólida, despedazará a tal grado el material alrededor, que la resistencia al levantamiento será insignificante y debida, casi en su totalidad, a la fricción en el cascajo y en el suelo de sobrecarga (*overburden*). La resistencia al levantamiento se puede incrementar perforando a gran profundidad un orificio de gran diámetro dentro de la roca y colando concreto o rellenando con lechada el pilote en este orificio o boquilla o, en el caso de pilotes de tubo hueco, de caja, o perforados, perforando un orificio profundo en la roca en la parte inferior del pilote, seguido por la colocación de cables de acero altamente pre-

tensados bajados al orificio perforado (figura 7.27).

La resistencia al levantamiento de este tipo de anclaje se obtiene con:

- la fuerza de tensión de los cables o varillas de anclaje;
- la resistencia a la adhesión entre los cables o varillas y el concreto o lechada que los rodea;
- la resistencia a la adhesión entre el concreto o lechada y la roca que la rodea;
- el peso muerto (o peso sumergido si el anclaje se encuentra bajo el nivel del agua) de un cono de roca que se debe levantar por el ancla si no ocurre una falla por *a*, *b* o *c* usualmente se considera una forma típica de falla de cono del anclaje en un solo pilote como lo muestra la figura 7.28a.

La resistencia al levantamiento dada por *a*, *b* o *c* se puede determinar al experimentar o calcular con base en las propiedades conocidas del acero, concreto o lechada.

Si la superficie del cable de anclaje es burda, o si el cable tiene un gancho o placa en su extremo inferior, teóricamente la falla no debe ocurrir en el anclaje. Sin embargo, algunos experimentos han mostrado que puede ocurrir una falla entre el acero y la lechada bajo las condiciones de flujo de la lechada plástica alrededor del extremo de la placa o de proyecciones en la varilla.

Siempre que sea posible se debe determinar el esfuerzo de adherencia entre el acero y la lechada mediante pruebas de campo utilizando anclas del mismo diámetro y el mismo tipo de accesorios propuestos para la instalación permanente. Como guía, se pueden utilizar los valores permisibles de 0.3 a 0.7 N/mm² para barras o cables de hasta 150 mm de diámetro, y 0.15 a 0.3 N/mm² para anclas de tubo de hasta 300 mm de diámetro.

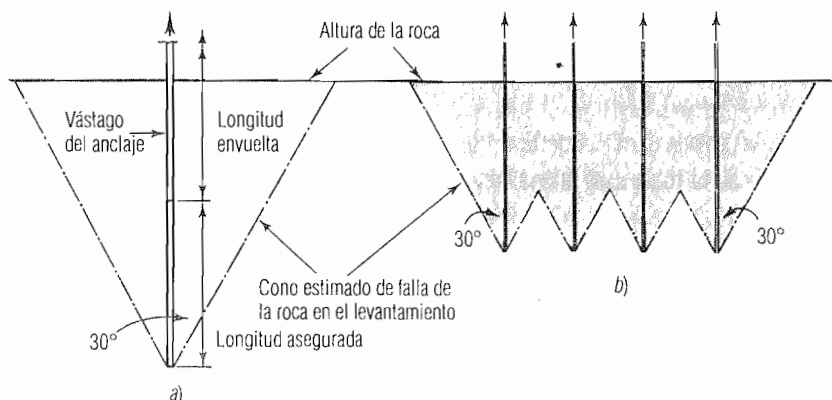


Figura 7.28. Falla en el levantamiento de los tendones de anclaje lechados hacia la roca. a) Anclaje único. b) Grupo de anclajes.

Se debe dar consideración especial a los esfuerzos de adherencia permisibles cuando se soportan altas cargas de elevación, por ejemplo, cuando la carga se transfiere de las extremidades de una estructura de encamisado tubular en agua profunda a un pilote de tubo de acero de gran diámetro en el fondo marino. En estas condiciones, existe una disminución apreciable del diámetro del anclaje del pilote, causada por la fuerza radial centrípeta bajo la carga de tensión. Esta reducción en diámetro puede romper la adhesión con la lechada endurecida al rellenar el anillo entre el encamisado y el pilote. Puede ser necesario formar amarres en las superficies del pilote y del encamisado soldándolos en tiras de acero o cables espirales. Cuando se instalan éstos, el esfuerzo de adherencia del acero a la lechada depende del esfuerzo permisible en compresión en la lechada.

Para barras instaladas en concreto se deben seguir los requerimientos normales de diseño de anclajes.

El esfuerzo de adherencia permisible entre la lechada o concreto y la roca adyacente depende de la fuerza de compresión de la roca intacta, tamaño y espaciamiento de las uniones y fisuras, de *la cantidad con que se regule el orificio del ancla con la barrena*, y de la limpieza de la superficie de la roca que se puede lograr con el flujo del agua de la perforación. El tamaño del orificio de perforación y del espacio anular entre el ancla y la pared del orificio son importantes. Un orificio de gran diámetro o un anillo amplio pueden ocasionar el debilitamiento de la adhesión de la lechada a la roca y en consecuencia la contracción de la lechada, a pesar de que esto se puede controlar en gran medida utilizando lechadas que incorporan plastificantes, agentes expansores o materiales adhesivos fibrosos.

Se pone en compresión parte de la columna de lechada proporcionando un relleno especial en el fondo del ancla. Mientras más pequeño sea el anillo y más corto sea el largo adherido, más alto será el esfuerzo a compresión inducido en la lechada y, consecuentemente, será mayor el esfuerzo radial y la resistencia al cortante en la cara de contacto entre la lechada y la roca.

La adhesión entre la lechada y la roca será pequeña si la perforación reblandece la superficie de la roca. Esto puede ocurrir con rocas limosas o arcillosas erosionadas como la tiza o los esquistos de arcilla. Los esfuerzos de adhesión observados al momento de falla varían de 0.15 a 0.3 N/mm² en tiza erosionada débil, esquistos de arcilla y pizarra, hasta 1.0 a 2.0 N/mm² en rocas fuertes relativamente no erosionadas pero nudosas.

En relación con el inciso *d* anterior, la estimación del ángulo y la profundidad del cono con el propósito de calcular

su peso es, en gran parte, cuestión de juicio basado en la experiencia. Usualmente existe un ángulo medio de 30° por el lado conservador, pero la forma del cono depende de los planos de friabilidad, estratificación y juntas, y del ángulo de inclinación de la roca. No debe ocurrir el levantamiento de un cono de roca en roca densa homogénea debido a la alta resistencia en cortante producida por la superficie del cono. Sin embargo, este tipo de falla puede ocurrir en roca con muchas juntas o altamente fracturada. Cuando el levantamiento de anclas es un factor crítico en el diseño, es recomendable comprobar las suposiciones de diseño mediante pruebas de levantamiento en el sitio. La adopción de anclaje pretensado para pilotes es un medio valioso para la revisión del poder de sujeción de cada anclaje individual, ya que una carga pretensada por lo menos igual a la carga máxima de levantamiento se puede aplicar mediante gatos hidráulicos desde la parte superior del pilote.

Una desventaja del tipo de anclaje con cable pretensado es el riesgo de corrosión, particularmente en el trabajo marino. Si se utilizan pilotes huecos de gran diámetro, se puede perforar un gran orificio en la roca y colocarse una sección de acero pesado en el orificio. Sin embargo, si la abertura en el pilote es pequeña, habrá un espacio insuficiente para permitir utilizar el concreto alrededor del ancla, la cual se debe entonces rellenar con lechada. Una lechada de cemento limpio, a través de un tubo de diámetro pequeño es necesario bombearla en un material débil comparado con el concreto.

Si no se pretensa el anclaje, el cable o varilla del ancla sólo se necesita extender a una altura del pilote suficiente para desarrollar la fuerza requerida en adhesión entre la superficie interna del pilote y el concreto o lechada. Sin embargo, si se utiliza el pretensado, los cables deben ser llevados al pilote para permitirles tensionarse utilizando la parte superior del pilote como reacción al gato. Entonces es necesario proteger el cable con una coraza plástica, con lechada de cemento o concreto. Si el espacio es adecuado, es preferible el concreto colocado con tubo *tremie* o manguera a la lechada.

Si se colocan pilotes de levantamiento en un grupo, se debe dejar espacio para el traslape de los conos de levantamiento individuales en formaciones de roca altamente fracturada o con muchas juntas, y los anclajes del grupo deben ser lo bastante profundos para asegurar que haya peso suficiente en el cono de roca que circunda al grupo completo (figura 7.28b).

En la sección 3.1.2 se describe el levantamiento en pilotes utilizados como cimentaciones para estructuras ligeras en suelos de arcillas dilatadas.

7.16. PILOTES SUJETOS A CARGAS HORIZONTALES O INCLINADAS

7.16.1. Resistencia última y deflexión

Frecuentemente se requiere que los pilotes de cimentaciones soporten cargas inclinadas, las cuales resultan de la carga muerta de la estructura, y las cargas horizontales producidas por el viento, la presión del agua o la presión del suelo en la estructura. Cuando la componente horizontal de la carga en los pilotes es pequeña en relación con la carga vertical, puede ser soportada con seguridad mediante pilotes verticales. Por lo tanto, usualmente no se realiza una provisión especial en cimentaciones con pilotes para edificios en que la carga horizontal es resultado de la presión del viento.

Sin embargo, en el caso de pilotes en rompeolas o muelles que soportan las fuerzas de impacto de barcos que atracan, y de cimentaciones con pilotes para muelles de puente, caballetes para grúas móviles, altas chimeneas y muros de contención la componente horizontal es relativamente grande, y no se debe confiar en los pilotes verticales por lo general para soportar las fuerzas horizontales. Los pilotes inclinados tienen una resistencia mucho más alta a las cargas horizontales debido a la gran proporción de componente horizontal con que se soporta axialmente el pilote. Las distribuciones típicas de pilotes inclinados se muestran en la figura 7.29a a d.

En el caso de muros de contención (figura 7.29a), la presión del suelo siempre actúa en la misma dirección, y el resto

de los pilotes inclinados debe soportar la carga horizontal, mientras que los pilotes verticales se proveen para soportar el peso muerto del muro y las fuerzas verticales transmitidas a la parte trasera del muro por la tierra retenida. Las fuerzas horizontales en el caballete del puente (figura 7.29b) son causadas por el frenado y la tracción de las cargas móviles. Estas fuerzas son reversibles en dirección, y por esto se necesitan pilotes inclinados en dos direcciones. Si la pila del puente se encuentra en un río profundo muy caudaloso, la presión del agua puede requerir pilotes inclinados en dirección transversal a la línea del puente. Las fuerzas horizontales en el muelle con pilotes (figura 7.29c) se causan por el impacto de los barcos que atracan y por la acción de las olas, y son altas en relación con la carga muerta de la superestructura, requiriendo un gran número de pilotes inclinados. El cable que soporta las fuerzas de la tierra de un muro de contención de tablestaca (figura 7.29d) está siempre en tensión; pero se coloca una combinación de pilotes inclinados delanteros y traseros en el anclaje en caso de que la carga fuera demasiada para un solo pilote. Se proporciona un gran larguero para contrarrestar el levantamiento del pilote inclinado trasero.

Cuando la carga lateral es intermitente, como en el caso de pilotes para muelles y rompeolas, o en caballetes para puentes, el valor total de la fricción superficial en el cuerpo del pilote no se debe permitir al calcular la resistencia a cargas axiales a lo largo del pilote. Así, cuando se hunden pilotes cortos en arcillas rígidas, la deflexión y el rebote bajo carga intermitente provocará un orificio alargado para el pilote, reduciendo la fricción en una cantidad insignificante, y la resistencia a la carga axial se debe calcular únicamente sobre la carga última. Si los pilotes se encuentran en arcillas blandas, limos o arenas y gravas, el suelo se cerrará parcialmente alrededor del pilote cuando la frecuencia de la carga es baja; de esta forma, la fuerza cortante remodelada de arcillas y limos se puede utilizar para la fricción superficial, y se debe adoptar el valor bajo de la fricción superficial en arenas y gravas. El valor requerido se puede obtener con pruebas de arrastre cuando se debe calcular la fricción superficial con la carga requerida para mantener un movimiento ascendente estable del pilote. Cuando los pilotes inclinados soportan cargas vibratorias en arcillas y limos blandos o en suelos no cohesivos, la fricción superficial será despreciada y la resistencia a la carga última sólo se debe utilizar para soportar la carga axial. Se pueden permitir valores de fricción superficial más altos en el caso de pilotes largos porque las vibraciones, o los movimientos de frecuencia más baja serán, en

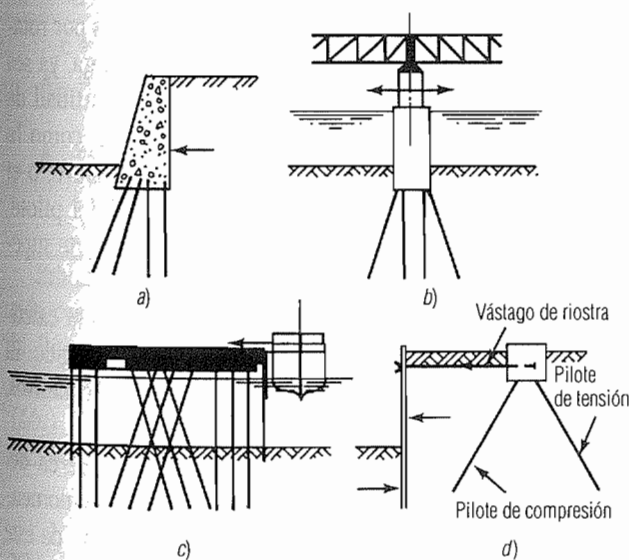


Figura 7.29. Usos de los pilotes inclinados. a) Muro de contención. b) Pila de puente. c) Muelle. d) Muro de contención de tablestaca.

su mayoría, absorbidos en las partes superiores empotradas de los pilotes.

La resistencia de pilotes inclinados a las cargas axiales causadas por la carga lateral es muchas veces un factor crítico en el diseño, ya que este aflojamiento aunque pequeño podría ocasionar una seria inclinación de la estructura. El hundimiento de pilotes a inclinaciones de 1:3 o de 1:4 es común, pero el hundimiento a ángulos más planos que 1:2 es un procedimiento difícil e imposible para pilotes perforados o hincados y colados en sitio. Por lo tanto, es necesario colocar un gran número de pilotes hincados con una pequeña inclinación. Siempre que sea posible, los pilotes inclinados que soportan cargas de compresión deben estar hundidos hasta un estrato duro indeformable.

Cuando se aplica una carga horizontal a la cabeza de un pilote vertical que está libre de movimiento en cualquier dirección lateral, la carga es inicialmente soportada por el suelo cercano a la superficie del terreno. Sin embargo, el suelo se comprime elásticamente y existe cierta transferencia de carga hacia el suelo a mayor profundidad. Cuando se incrementa la carga horizontal, el suelo se afloja plásticamente y la carga transferida se extiende a mayores profundidades. Un pilote corto rígido (en relación largo-ancho menor a 10-12) se rotará, y se desarrollará una resistencia pasiva en el talud en la misma cara en que se aplica la carga, además de la resistencia pasiva del suelo cercano a la superficie del terreno en la cara opuesta (figura 7.30a). La falla ocurre por rotación cuando se excede la resistencia pasiva en los extremos superior e inferior del pilote.

Un pilote corto rígido empotrado en su extremo superior por un larguero o abrazadera, falla por traslación (figura 7.30b).

El mecanismo de falla de un pilote muy largo es diferente, ya que la resistencia pasiva acumulada en la parte baja del pilote es muy alta. Consecuentemente, el pilote no se puede

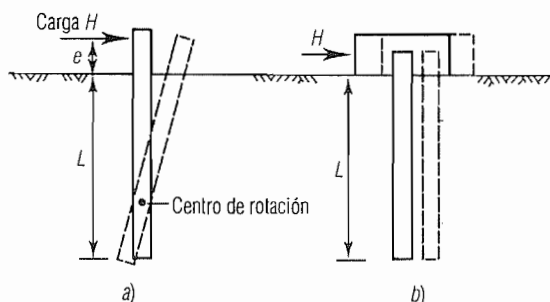


Figura 7.30. Falla de un pilote corto y rígido bajo la carga horizontal a) Altura libre. b) Altura fija.

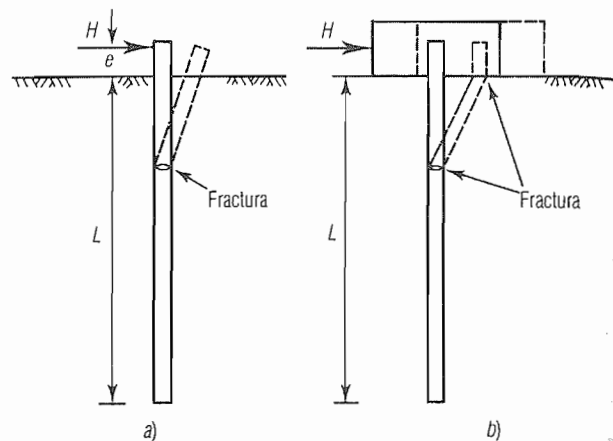


Figura 7.31. Falla de pilotes largos bajo carga horizontal. a) Altura libre. b) Altura fija.

rotar y la falla ocurre por fractura del pilote en el punto de momento máximo de flexión (figura 7.31a). En un pilote largo empotrado en su extremo superior, ocurren altos esfuerzos de flexión en el punto de empotramiento, donde puede tener lugar la fractura (figura 7.31b).

La cabeza o extremo superior de un pilote lateralmente cargado se puede mover a través de una distancia apreciable antes de presentar falla por rotación o fractura, al punto que el movimiento de la estructura soportada por los pilotes pudiera exceder los límites tolerables. Por lo tanto, además de asegurar la existencia de un factor de seguridad adecuado contra la falla bajo carga lateral, se debe calcular la deflexión del pilote para asegurar que no sea excesiva.

El factor dominante en la interacción del pilote y del suelo es la rigidez del pilote, la cual influye en el grado de deflexión y determina si el mecanismo de falla es por rotación, traslación o falla por flexión. El tipo de carga, ya sea sostenida, alterna o pulsante, influye en la cantidad de aflojamiento del suelo. Las influencias externas, como la remoción del suelo alrededor del pilote, por deslave, o el encogimiento del suelo fuera de la superficie del pilote, afectan la resistencia pasiva del suelo contra la parte superior del pilote.

El método Brinch Hansen^{7.33} se puede utilizar para calcular la resistencia lateral última de un pilote corto rígido. El método es simple, aplicable a suelos cohesivos y no cohesivos, ya sea en un yacimiento uniforme o por estratos.

La resistencia a la rotación del pilote rígido cerca del punto X en la figura 7.32 se obtiene con la suma de momentos de resistencia del suelo por encima y por debajo de este punto. El diagrama de resistencia pasiva se divide en un número conveniente n de elementos horizontales de profun-

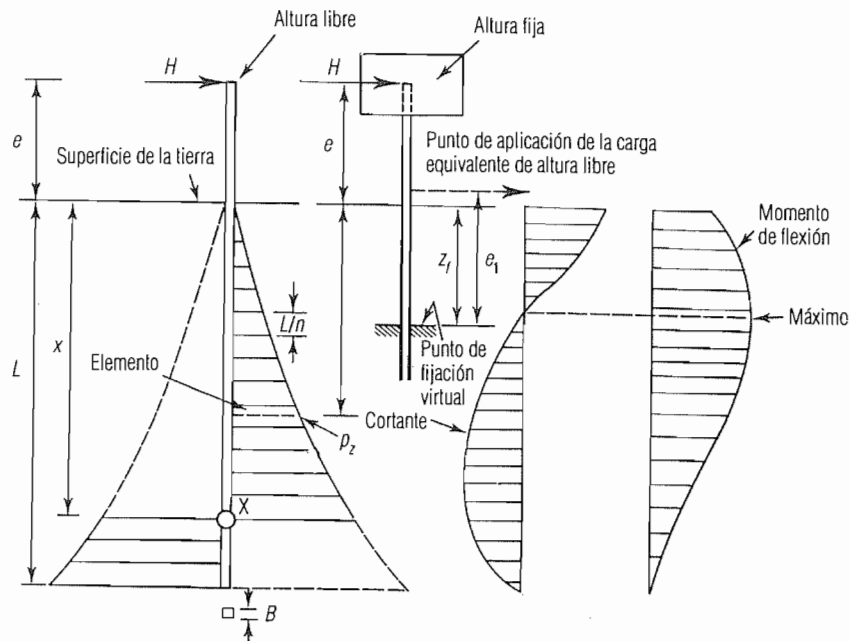


Figura 7.32. Método de Brinch Hansen para calcular la resistencia última lateral de los pilotes cortos.

La resistencia pasiva unitaria de dicho elemento a una profundidad z bajo la superficie del suelo se obtiene entonces con la ecuación

$$P_z = P_{oz} K_{qz} + c K_{cz} \quad (7.22)$$

donde

P_{oz} = presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) a una profundidad z ,

c = cohesión del suelo a una profundidad z ,

K_{qz} = coeficiente de resistencia pasiva para la componente de fricción del suelo a una profundidad z ,

K_{cz} = coeficiente de resistencia pasiva para la componente de cohesión del suelo a una profundidad z .

Brinch Hansen^{7.33} ha establecido valores de K_q y K_c en relación con la profundidad (z) y con el ancho (B) del pilote en la dirección de rotación, como lo muestra la figura 7.33. La resistencia pasiva total de cada elemento horizontal es $p_z \times (L/n) \times B$, y si se toman momentos cerca del punto de aplicación de la carga horizontal:

$$\sum M = \sum_{z=0}^{z=x} p_z \frac{L}{n} (e+z)B - \sum_{z=x}^{z=L} p_z \frac{L}{n} (e+z)B. \quad (7.23)$$

El punto de rotación a una profundidad x se elige correctamente cuando $\sum M = 0$; esto es, cuando la resistencia pasiva del suelo sobre el punto de rotación balancea al que se encuentra debajo. De esta forma, el punto X se determina con un proceso de prueba y ajuste. Si la cabeza del pilote soporta un momento M en lugar de una fuerza horizontal, el momento puede ser remplazado por una fuerza horizontal H a una distancia e por encima de la superficie del suelo, donde M es igual a $H \times e$.

Cuando se limita la rotación en la cabeza del pilote, la altura equivalente e_1 sobre la superficie del suelo de una fuerza H que actúa en el pilote con cabeza libre, se obtiene con:

$$e_1 = \frac{1}{2}(e + z_f) \quad (7.24)$$

donde

e = altura desde la superficie del suelo al punto de aplicación de la carga en la cabeza fija del pilote (figura 7.32),

z_f = profundidad de la superficie del suelo al punto de fijación virtual.

La profundidad z_f no se conoce en esta etapa, pero para propósitos de prueba se puede tomar como 1.5 m para un suelo granular compacto o para arcilla rígida (en este último caso bajo la zona de contracción del suelo), y 3 m para arcilla blanda o limo.

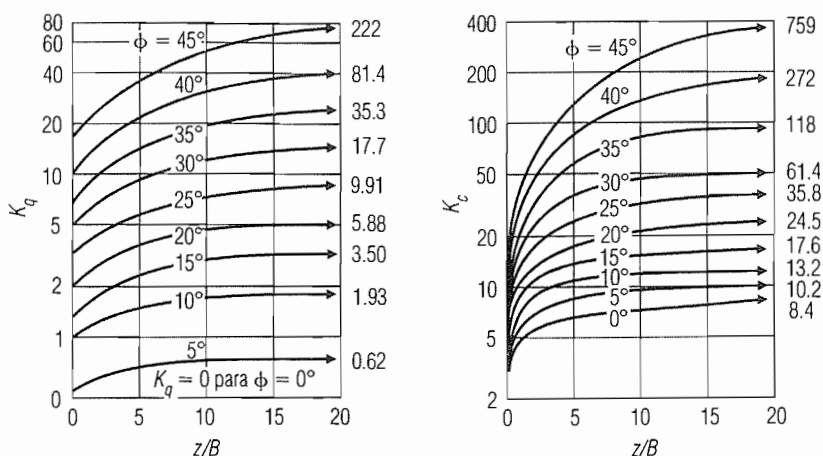


Figura 7.33. Coeficiente K_q y K_c de Brinch Hansen.

Al haber obtenido la profundidad hasta el centro de rotación con la ecuación 7.23, la resistencia lateral última del pilote a la fuerza horizontal H_u se puede obtener tomando momentos cerca del punto de rotación cuando

$$H_u(e + x) = \sum_0^x p_z \frac{L}{n} B(x - z) + \sum_x^{x+L} p_z \frac{L}{n} B(z - x). \quad (7.25)$$

Los pasos finales son construir los diagramas del momento flexionante y de la fuerza cortante (figura 7.32). El momento flexionante último de torsión, el cual ocurre en el punto de cortante cero, no debe exceder el momento de resistencia última M_u del cuerpo del pilote. Los factores de carga apropiados se aplican a la fuerza horizontal del diseño para obtener la fuerza última H_u .

Al aplicar el método Brinch Hansen a suelos por capas, se deben hacer las consideraciones adecuadas a la profundidad z para obtener K_q y K_c para la capa de arcilla blanda en la figu-

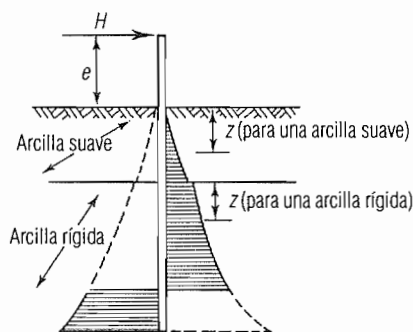


Figura 7.34

ra 7.34, pero z se mide de la parte superior del estrato de arcilla rígida para obtener K_c para esta capa.

La fuerza cortante no drenada se utiliza para c en la ecuación 7.22 para condiciones de carga a corto plazo, tales como las fuerzas del mar o barcos que atracan en un rompeolas. Se deben utilizar los parámetros c' y ϕ' de la fuerza cortante efectiva drenada para todos los casos de carga sostenida, como lo es la presión del suelo. Cuando se utilizan los parámetros drenados, se debe realizar una revisión para asegurar la estabilidad bajo condiciones sin drenar en las etapas tempranas de carga en la estructura.

La deflexión de la cabeza del pilote bajo la carga de trabajo se puede calcular, aproximadamente, considerando que el pilote actúa como cantilever cerca del punto virtual de fijación. Por lo tanto, de la figura 7.32,

Deflexión en la cabeza de un pilote

$$\text{de cabeza libre} = \frac{H(e + z_f)^3}{3EI} \quad (7.26)$$

Deflexión en la cabeza de un pilote

$$\text{de cabeza fija} = \frac{H(e + z_f)^3}{12EI} \quad (7.27)$$

donde

E = módulo de elasticidad del material que forma el cuerpo del pilote,

I = momento de inercia de la sección transversal del fuste del pilote.

7.16.2. Métodos computarizados para analizar el comportamiento de pilotes individuales bajo carga horizontal

Existen dos investigaciones principales para el modelo computarizado basado en pilotes aislados bajo carga lateral. Éstas son: 1. la idealización de la resistencia del suelo como resortes discretos, y 2. la consideración del suelo como un continuo elástico.

Idealización del resorte del suelo

Esta técnica involucra el modelamiento del pilote como una viga soportada por resortes discretos para representar la resistencia del suelo, como lo muestra la figura 7.35. La transferencia de esfuerzos cortantes a través del suelo no está modelada en esta representación. Los resortes se pueden considerar con comportamiento lineal o no. La formulación más usual del problema incluye las representaciones de diferencias finitas de la ecuación diferencial que gobierna

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = q(x) \quad (7.28)$$

donde

EI = rigidez a la flexión del pilote

y = desplazamiento lateral en dirección x

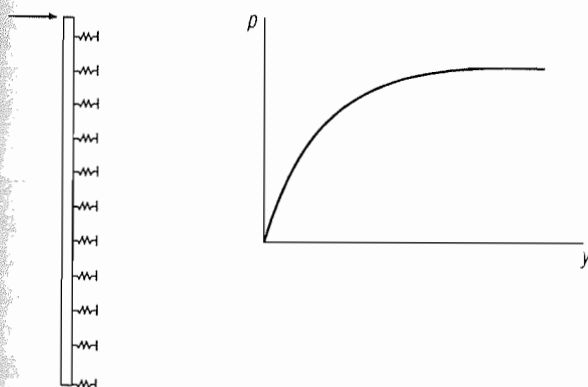


Figura 7.35. Modelo elástico para pilotes que soportan carga lateral:
a) pilote cargado horizontalmente modelado como una viga vertical soportada en resortes horizontales representando al suelo;
b) Curva $p-y$ representando una deflexión/carga no lineal responsable de los resortes del suelo donde p es la resistencia del suelo y y la deflexión lateral.

x = distancia a lo largo del pilote

$q(x)$ = fuerza lateral del suelo por unidad de longitud en x (se debe notar que $q(x)$ dependerá de y).

Las expresiones de diferencias finitas se utilizan también para expresar pendiente, momento flexionante y cortante en el pilote.

El modelo de resortes con comportamiento lineal se puede adoptar en casos en que las deformaciones del suelo sean pequeñas al punto de que se pueda asumir que el suelo está actuando dentro del rango elástico. Se puede utilizar para generar soluciones estándar, expresadas en forma gráfica, por ejemplo para resolver problemas específicos que involucran condiciones de carga y estrato complejos. El uso de la técnica nada más para problemas triviales que incluye un número muy pequeño de resortes demanda la disponibilidad de un programa de cómputo adecuado.

El uso de un programa de cómputo es esencial para problemas que involucran resortes de suelo no lineales. Los principios de esta técnica se establecieron durante los años sesenta^{7.34-36} y se utilizan extensamente desde entonces, principalmente para satisfacer las demandas de la industria del petróleo para el diseño de pilotes que soportan estructuras marinas. Dichos pilotes son típicamente de acero tubular y se pueden instalar a profundidades considerables bajo el fondo marino a través de una amplia variedad de estratos. Bajo condiciones extremas de carga en los pilotes, debidas a olas de tormenta los suelos cerca del fondo marino estarán sujetos a deformaciones laterales más allá del rango elástico. Por lo tanto, es importante utilizar un modelo de resortes del suelo no lineales como lo muestra la figura 7.35, referidos como "curva $p-y$ ". Se ha puesto un esfuerzo considerable en el refinamiento de las formulaciones de la curva $p-y$ en la base de medición del comportamiento de pilotes lateralmente cargados. Como resultado, dichas formulaciones se aceptan ampliamente como confiables y se mencionan en documentos tales como el American Petroleum Institute Code (Código del Instituto Americano del Petróleo) RP2A.^{7.37} En el caso de pilotaje para estructuras marinas, son importantes los efectos de carga cíclica debida a la acción de las olas, y se debe hacer referencia a este código para saber la manera recomendable de construir las curvas $p-y$ que se utilizarán en el diseño para estas condiciones. La figura 7.36 muestra la forma de las curvas $p-y$ tanto para carga estática a corto plazo como para carga cíclica en arcilla.

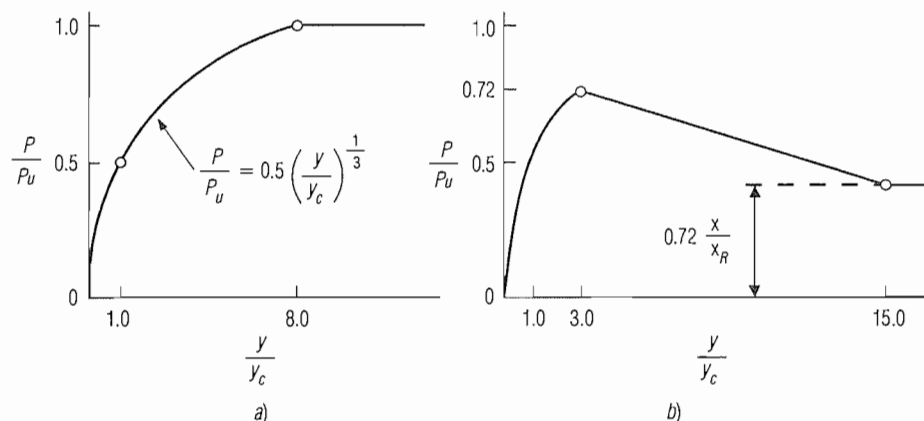


Figura 7.36. Curvas p - y para arcilla suave (tomado de API RP2A⁷³⁷): a) Carga estática de término corto; b) Carga cíclica.

p = reacción del suelo por unidad de longitud del pilote.

p_u = reacción final del suelo por unidad de longitud del pilote.

x = profundidad bajo el nivel del terreno.

x_R = profundidad de transición (en el cual el modo de la falla cambia desde el tipo de cuña al fluido rotundo).

y = Deflexión lateral del pilote.

$y_c = 2.5 E_{50} D$.

D = ancho del pilote.

ϵ_{50} = cortante que ocurre en la mitad del esfuerzo máximo en pruebas de compresión de laboratorio no drenadas.

Modelo de continuo elástico

En su desarrollo del modelo de continuo elástico, Poulos⁷³⁸ consideró el pilote como un listón infinitamente delgado con un ancho y una rigidez a la flexión iguales a las del pilote prototipo. Los resultados se presentaron en términos de un factor adimensional K_R , definido como

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (7.29)$$

donde

$E_p I_p$ = rigidez a la flexión del pilote

E_s = módulo del medio de Young

L = largo enterrado del pilote.

El método Poulos se basó en el método de la ecuación integral (o elemento limitante) y fue subsecuentemente ampliado y mejorado por Poulos y otros.⁷³⁹ Randolph⁷⁴⁰ adoptó una alternativa que incluía el método de elemento finito; sus curvas para cargas de fuerza lateral y momento flexionante se muestran en la figura 7.37. En ellas se aplican las siguientes anotaciones:

u = desplazamiento lateral a nivel del terreno

z = profundidad bajo el nivel del terreno

H = carga lateral aplicada a nivel del terreno

M = momento flexionante en el pilote

r_o = radio del pilote

E_p = módulo efectivo de Young de un pilote circular sólido de radio r_o

$$\left(\text{i.e. } \frac{4E_p I_p}{\pi r_o^4} \right)$$

G_c = módulo característico del suelo, es decir, valor promedio de G^* sobre profundidades $< l_c$

$$G^* = G \left(1 + \frac{3\nu}{4} \right)$$

G = módulo de cortante del suelo

ν = proporción de Poisson del suelo

l_c = largo crítico del pilote

$$= 2r_o \left(\frac{E_p}{G^*} \right)^{2/7} \text{ para suelo homogéneo}$$

$$= 2r_o \left(\frac{E_p}{m^* r_o} \right)^{2/9} \text{ para suelo con rigidez proporcional a la profundidad}$$

$$m^* = m \left(1 + \frac{3\nu}{4} \right)$$

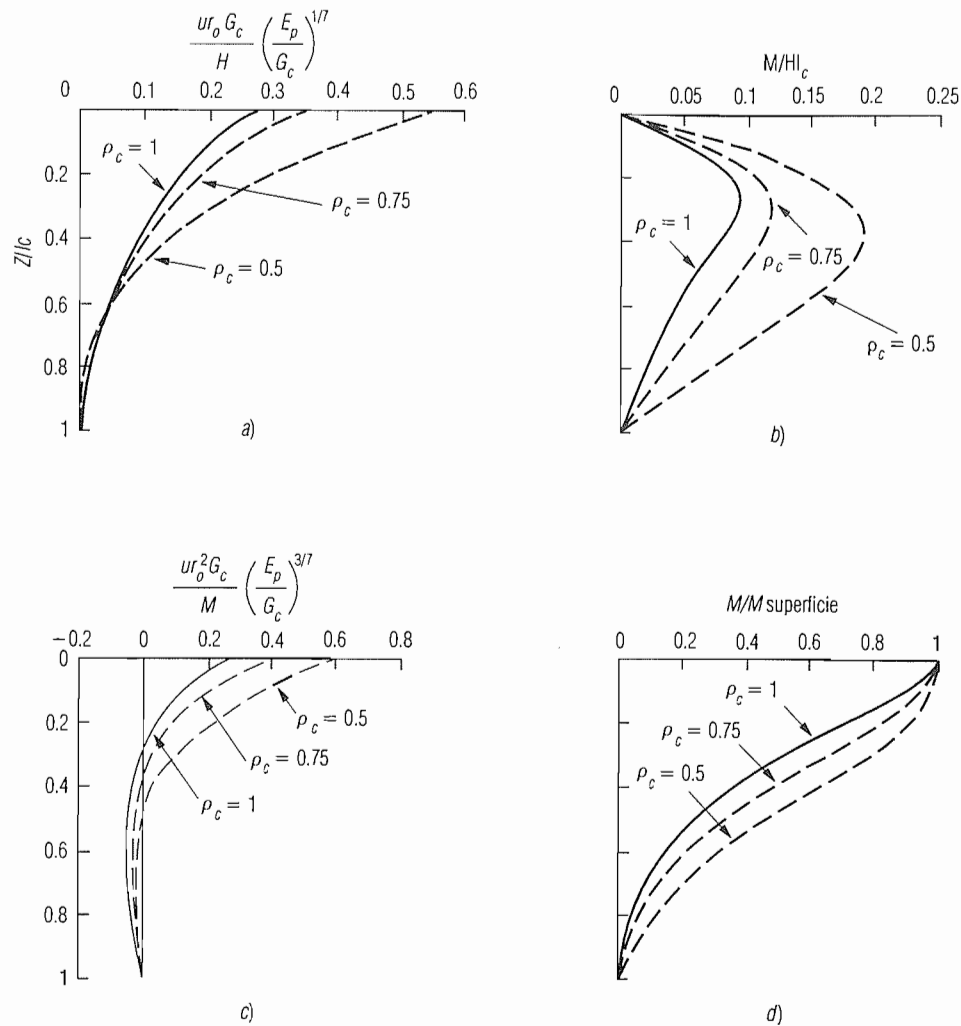


Figura 7.37. Pilote aislado sujeto a la carga de la fuerza lateral y al momento de torsión (tomado de Randolph^{7,40}): a) Forma del pilote desviado para la carga de la fuerza lateral, b) Perfil del momento de flexión para la carga de la fuerza lateral; c) Forma del pilote desviado para la carga del momento; d) Perfil del momento de flexión por la carga del momento.

$m = \frac{G}{z}$ donde G varía con la profundidad cuando $G = mz$.

Los resultados de Randolph se mencionan para lo que él llama "pilotes flexibles", los cuales son pilotes que tienen una penetración mayor a l_c . A pesar de que Poulos y Randolph utilizaron computadoras para llevar a cabo sus análisis, sus resultados se presentan en forma de cuadros o expresiones generalizadas que el ingeniero puede aplicar en métodos de cálculo manual para pilotes verticales aislados. Las limitaciones en la investigación del continuo elástico se deben reconocer por el ingeniero. Éstas son:

i) las condiciones reales del suelo deben ser las razonablemente representadas por las formas idealizadas de cual-

quier constante de rigidez con la rigidez proporcional a la profundidad;

ii) los niveles de deformación en el suelo deben ser lo suficientemente pequeños para ser considerados dentro del rango elástico.

De éstas, la limitación *i* no debe ser demasiado onerosa, ya que el comportamiento del pilote bajo carga lateral está dominado por las propiedades del suelo dentro de una zona comparativamente poco profunda, digamos del orden de 10 diámetros del pilote de la superficie.

7.16.3. Grupos de pilotes

En el grupo de pilotes verticales mostrado en la figura 7.38, el componente vertical V de la carga en cualquier pilote de la carga resultante R en el grupo, se obtiene con:

$$V = \frac{W}{n} + \frac{Wex}{\sum \bar{x}^2} \quad (7.30)$$

donde

W = carga vertical total del grupo de pilotes,

n = número de pilotes en el grupo,

e = distancia entre el punto de intersección del resultante de la carga vertical y horizontal con el lado interior del larguero del pilote, y el eje neutro del grupo de pilotes,

$\bar{x}$ = distancia entre el pilote y el eje neutro del grupo de pilotes; $\bar{x}$ es positiva cuando se mide en la misma dirección de e y negativa cuando se mide en la dirección opuesta.

La ecuación anterior se aplica sólo cuando la carga resultante R corta la parte interior del larguero del pilote.

La sección 7.18.3 describe métodos de computadora para calcular las deflexiones de grupos de pilotes sujetos a carga horizontal.

7.17. COMPORTAMIENTO DE PILOTES BAJO CARGAS VIBRATORIAS

Los pilotes en arcillas no están sujetos a asentamiento cuando soportan cargas vibratorias, salvo las debidas a la con-

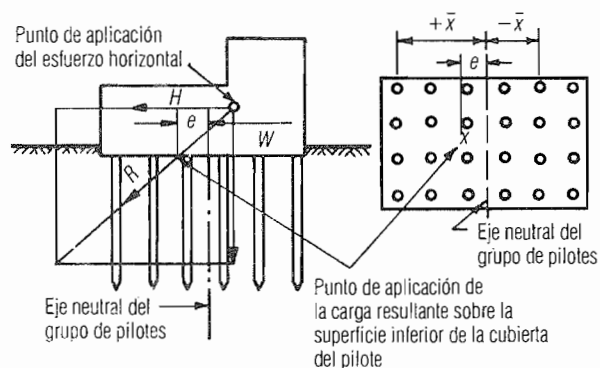


Figura 7.38

solidación normal del suelo bajo la carga de trabajo de los pilotes. Sin embargo, existe una probabilidad de asentamiento severo cuando los pilotes que soportan carga vibratoria están apoyados en arenas sueltas o medianamente densas. El efecto de las vibraciones de la maquinaria es reducir la fricción superficial alrededor del pilote, transfiriendo la carga al extremo inferior del mismo. La carga vibratoria en la base del pilote ocasiona una compactación posterior de la arena bajo el mismo y un consecuente asentamiento. Los riesgos de asentamiento son mucho mayores en el caso de pilotes perforados y colados in situ que en el de pilotes hincados, ya que el primer método no compacta el suelo. De hecho, el efecto de perforar el orificio para el pilote podría ser el de aflojamiento de la arena.

Fue necesario considerar los efectos de vibración para cimentaciones del asentamiento de fresadoras en el muelle John Brown & Co. en Clydebank. Las máquinas que serían instaladas comprendían una máquina rasuradora de 5.49 m, un mandril de 5.49 m, una rasuradora de 2.54 m y un mandril de 2.54 m, además de máquinas de engranes para moler, rasurar y enredar. Las máquinas de 5.49 m se diseñaron para manejar ruedas de engranes de hasta 130 ton de masa. Las máquinas fueron instaladas para operar con una precisión de 0.008 mm, y eran tan sensibles a las condiciones atmosféricas que cada máquina fue instalada en un separo independiente a temperatura y humedad constantes controladas. Los pequeños asentamientos habrían dañado su funcionamiento y los problemas de vibración se complicaron con la proximidad de otras instalacio-

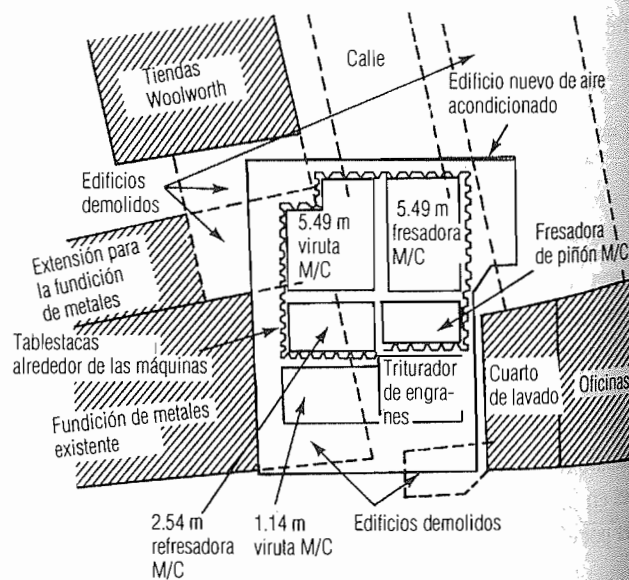


Figura 7.39. Disposición de una fábrica de engranaje, John Brown & Co. Clydebank.

nes de maquinaria en el muelle y las vibraciones del tráfico de la cercana carretera Glasgow-Dumbarton. Las condiciones del suelo comprendían 2.7 m de relleno suelto y arcilla blanda sobre 15 m de arena suelta a medianamente densa seguida de morena glacial sólida. Para minimizar el efecto de vibraciones por fuentes adyacentes, se decidió construir por separado cada máquina en una base de concreto masivo de 3.7 m de profundidad y todas las bases debían ser rodeadas por una estructura de sótano de concreto reforzado. Las bases fueron aisladas una de la otra y del sótano por medio de una cama de aire de por lo menos 0.46 m de ancho (figuras 7.39 y 7.40).

Fue necesario apoyar la estructura del sótano sobre cimentaciones de pilotes, ya que los asentamientos bajo la carga muerta de la maquinaria y de las bases y los asentamientos adicionales causados por vibración de las máquinas, por sí mismas habrían sido excesivos debido al aflojamiento de las capas superiores del estrato de arena. Se pensó que no sería adecuado terminar los pilotes en la arena, ya que transmitirían el asentamiento a largo plazo bajo cargas vibratorias. De acuerdo con esto, se hundieron pilotes de caja de acero de 15 m de largo a través de la arena hasta la morena glacial sólida. Este tipo de pilote fue seleccionado por su facilidad de penetración y porque la arena dentro del pilote habría podido ser, si fuera necesario, removida con chorro fuera del pilote en caso de existir rechazo dentro del estrato de arena. Sin embargo, al utilizar un martillo de vapor de doble efecto para hundirlos, todos los pilotes alcanzaron la morena glacial sin dificultad ni uso del chorro.

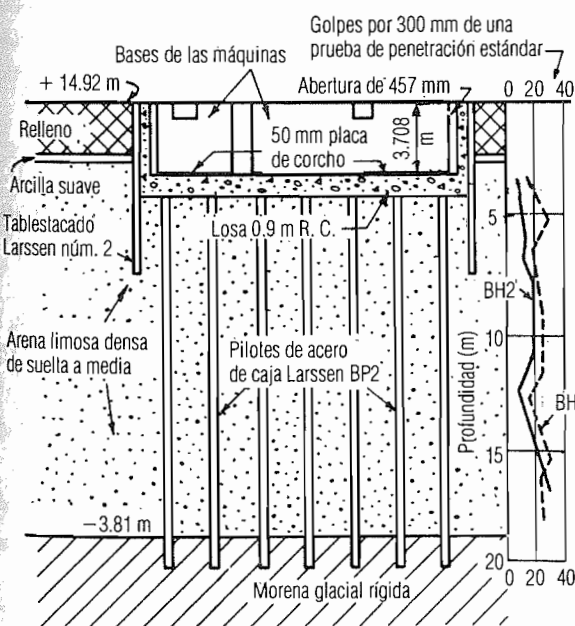


Figura 7.40. Sección a través de las cimentaciones de la fábrica.

Debido a las limitaciones de la altura libre, no se podía utilizar el mismo tipo de pilotes para las cimentaciones de un edificio cercano a la planta. Las columnas de construcción también soportaban una grúa corrediza pesada. Para estas cimentaciones se adoptó un pilote hundido y colado en sitio con base alargada (pilote Franki). Estos pilotes se hundieron a una penetración de 4.6 m en el estrato de arena. Las experiencias en otras partes del puerto habían mostrado que estos pilotes podían soportar cargas moderadas, incluyendo cargas de grúas corredizas, en condiciones de suelo similares y sin un asentamiento apreciable. Además, las vibraciones causadas por el hundimiento de estos pilotes no ocasionó el asentamiento de cimentaciones cercanas adyacentes. Se consideraron pilotes o cilindros perforados en lugar de pilotes hundidos y colados en sitio, pero fueron descartados en vista de la pérdida excesiva de suelo como resultado de la formación del orificio para el pilote o cilindro. La experiencia en perforaciones de prueba había mostrado que arena agitaba la cubierta bajo el efecto de presión subartesiana del agua en el estrato de arena. Se consideró que la pérdida acumulativa de suelo por un gran número de pilotes o cilindros podría haber ocasionado el asentamiento de edificios cercanos.

7.18. MÉTODOS COMPUTARIZADOS PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO CARGA/DEFORMACIÓN DE UN PILOTE AISLADO Y DE GRUPOS DE PILOTES BAJO CARGA AXIAL Y LATERAL

7.18.1. Pilotes aislados con carga axial

Se deben considerar tres propuestas para predecir el asentamiento de un pilote aislado bajo carga axial. Éstas son:

1. Métodos elásticos basados en las ecuaciones de Mindlin para carga subterránea en un medio elástico semi-infinito.
2. El método $t-z$.
3. Métodos de elemento finito.

Métodos elásticos

Poulos y Davis^{7.41} discutieron estos métodos, los cuales generalmente involucran la división del pilote en una serie de segmentos, cada uno de los cuales se considera uniformemen-

te cargado por fricción superficial del suelo que lo rodea. Las ecuaciones de Mindlin se utilizan para expresar desplazamientos en la masa de suelo debidos a la carga en cada uno de los segmentos. Se obtienen soluciones que permiten la compatibilidad entre las cargas y desplazamientos del suelo, y las fuerzas axiales y desplazamientos del pilote. Poulos y Davis describen las investigaciones tanto en el pilote "flotante" como en el pilote apoyado en un estrato más rígido, y también describen un análisis modificado que incluye la representación de un desprendimiento pilote/suelo que ocurre cuando el esfuerzo cortante en la superficie del segmento de pilote alcanza un valor de falla definido.

A pesar de que los diversos métodos elásticos emplean técnicas basadas en la computación, los resultados obtenidos usualmente se presentan en forma de cuadro o tabla para su aplicación directa. Sujetos a la aplicabilidad de características tales como el desprendimiento pilote/suelo, los análisis elásticos se limitan a circunstancias en que el comportamiento de deflexión de carga no lineal del suelo no es significativo.

Método $t-z$

Esta es probablemente la técnica más ampliamente adoptada para investigación de un pilote solo cargado axialmente en casos en que se debe considerar un comportamiento no lineal del suelo, y/o la estratificación de éste es compleja. El método

incluye el modelado del pilote como un miembro soportado por resortes discretos, los cuales representan la resistencia del suelo en fricción superficial y carga última (figura 7.41). En el procedimiento usual, las fuerzas axiales internas en el pilote se describen con expresiones de diferencia finita en términos de desplazamientos axiales en nudos igualmente espaciados a lo largo del pilote. De igual manera, las fuerzas del suelo y/o las cargas externamente aplicadas se concentran en los nudos. Meyer *et al.*^{7.42} proporcionan los detalles completos.

Una propuesta alternativa es utilizar una representación de elemento finito del pilote; ésta puede incluir diferentes tamaños de elemento del pilote y de propiedades variables del mismo, en mejor aplicación que el método de diferencias finitas. Los resortes del suelo son representaciones no lineales de la fuerza del suelo, t , en desplazamiento, z , como lo muestra la figura 7.41. Vijayvergiya^{7.43} propuso una forma de curva $t-z$ aplicable tanto a resortes en uno o dos extremos. Las recomendaciones de Vijayvergiya se basaron en los resultados de pruebas en pilotes que generalmente tenían un diámetro no mayor a los 0.6 m. Se considera que se deben realizar modificaciones para definir los resortes del suelo para pilotes de 1.0 m o más de diámetro; de otra forma, los resortes serían demasiado rígidos.^{7.44} La adopción eficiente del método $t-z$ en todas las representaciones, salvo las más simples, requiere del uso de un programa de cómputo. La figura 7.42 muestra los resultados típicos. El método se puede ampliar para permitir tanto el comportamiento inelástico como la degradación de la resistencia del suelo.

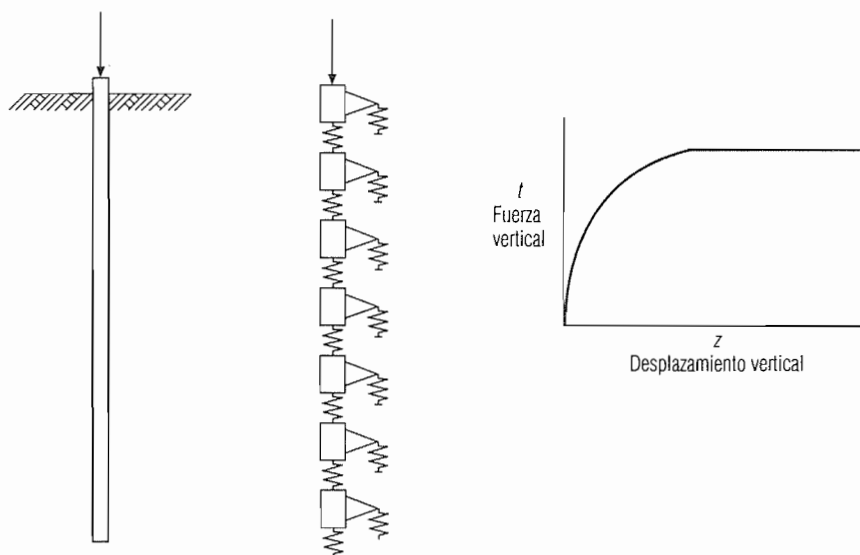


Figura 7.41. Análisis del pilote bajo una carga vertical: a) pilote continuo bajo la carga vertical modelado como un sistema de elementos rígidos conectados por medio de resortes. Resistencia del suelo modelada como resortes no lineales externos; b) Curva de la fuerza de desplazamiento para el lado del resorte representando la resistencia del suelo. Curva para la flexión de la carga última similar (análisis $t-z$).

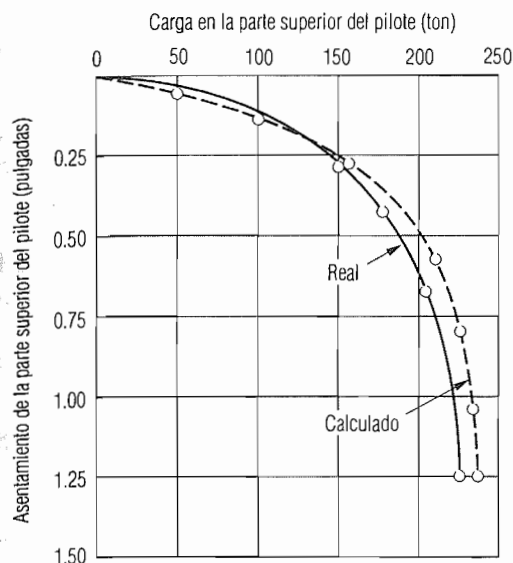


Figura 7.42. Curvas calculadas del asentamiento de la carga real para un pilote de un tubo de 400 mm en arena medio densa (tomado de Vijayvergiya^{7.43}).

Métodos de elemento finito

El análisis de elemento finito de un solo pilote axialmente cargado incluye la idealización no sólo del pilote, sino también del suelo donde está enterrado, por elementos finitos como lo muestra la figura 7.43. El poder del método radica en su capacidad para modelar condiciones complicadas y para representar el comportamiento esfuerzo/deformación no lineal del suelo sobre toda la zona de suelo modelado. El uso de programas de cómputo es esencial, y es el método más adecuado para la investigación de problemas particularmente complejos, que para diseño general.

7.18.2. Grupos de pilotes con carga axial

La investigación de elástico continuo anteriormente descrita para el pilote aislado bajo carga axial ha sido profundizada por varios investigadores para aplicarse a grupos de pilotes verticales.^{7.41, 7.46} Las ecuaciones de Mindlin se utilizan para obtener los valores de desplazamiento experimentados por un pilote debidos a la cercanía de otro pilote cargado. Los resultados se expresan típicamente en términos de un factor de interacción, α , definido como

$$\alpha = \frac{\text{Asentamiento adicional causado por el pilote adyacente}}{\text{Asentamiento del pilote bajo carga propia}}$$

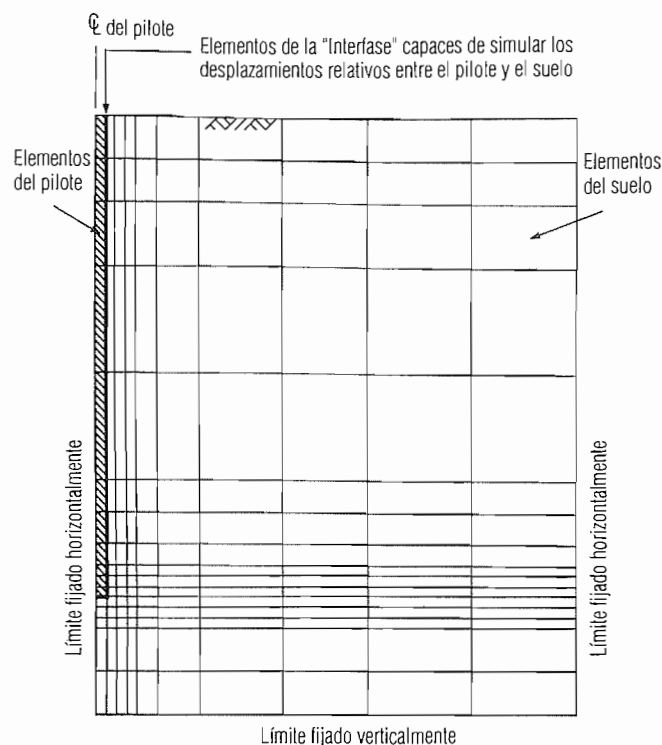


Figura 7.43. Modelo axisimétrico del elemento finito de un pilote de carga axial empotrado en el suelo (tomado de Desai y Holloway^{7.45}).

donde tanto el pilote como el pilote adyacente soportan la misma carga.

Se pueden considerar dos casos ideales del comportamiento del grupo de pilotes. *Primero*, que la carga en cada pilote se conoce desde el principio esto se aplica cuando no existe una conexión estructural efectiva entre las cabezas de los pilotes; y *segundo*, se impone un valor común de asentamiento en todos los pilotes del grupo, esto es, el caso de un larguero rígido, para el cual variará la carga de pilote a pilote (dado que el grupo no es simétrico con todos los pilotes equidistantes del centro del grupo).

Los resultados se presentan en forma de cuadro y gráfica para una variedad de consideraciones, por ejemplo, pilotes con base alargadas, pilotes de diferentes tamaños, variaciones en la rigidez del suelo. Así, a pesar de que ha habido un extenso trabajo de computación destinado a la producción de los cuadros y tablas, el usuario puede realizar el diseño o análisis a mano.

El método $t-z$ no lineal no se puede utilizar por sí mismo para representar el comportamiento de más de un pilote aislado. En circunstancias en que se considere que la extensión del comportamiento no lineal invalida una solución puramente elástica, el procedimiento adoptado comúnmente es el de

expresar el desplazamiento de cualquier pilote en un grupo como sigue

$$\rho_{Gi} = \rho_{li} + Y_L \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n P_j \alpha_{ij} \quad (7.31)$$

donde

ρ_{Gi} = desplazamiento de grupo del pilote i
 ρ_{li} = desplazamiento del pilote aislado i (por el método t - z)
 Y_L = desplazamiento axial elástico unitario del pilote aislado^{7.41}
 P_j = carga axial en el pilote j
 α_{ij} = factor de interacción de Poulos para los pilotes i y j
 n = número de pilotes en el grupo.

Este procedimiento es el equivalente directo del propuesto por Focht y Koch^{7.47} para el análisis de grupos de pilotes lateralmente cargados y descrito en la sección subsecuente.

7.18.3. Grupos de pilotes con carga lateral

El lector debe consultar a Poulos y Davis^{7.41} y a Poulos^{7.48} para la descripción del análisis del comportamiento de grupos de pilotes lateralmente cargados en un medio elástico. Adicionalmente, Randolph^{7.40} da expresiones para el factor de interacción entre pilotes adyacentes lateralmente cargados y compara las respuestas obtenidas con los valores de Poulos y con los resultados de las pruebas modelo. Cuando se considera que el comportamiento puramente elástico no es representativo de un desempeño prototipo anticipado, la técnica más comúnmente utilizada es la que describen Focht y Koch.^{7.47} Ellos proponen que el desplazamiento lateral de un pilote dentro de un grupo puede expresarse como

$$\rho_{Gi} = \rho_{li} + Y_L \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n P_j \alpha_{ij} \quad (7.32)$$

donde

ρ_{Gi} = desplazamiento de grupo del pilote i
 ρ_{li} = desplazamiento del pilote aislado i (por medio del método p - y)

Y_L = desplazamiento lateral elástico unitario del pilote aislado^{7.48}

P_j = carga lateral en el pilote j

α_{ij} = factor de interacción Poulos para los pilotes i y j

n = número de pilotes en el grupo.

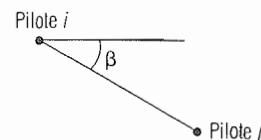
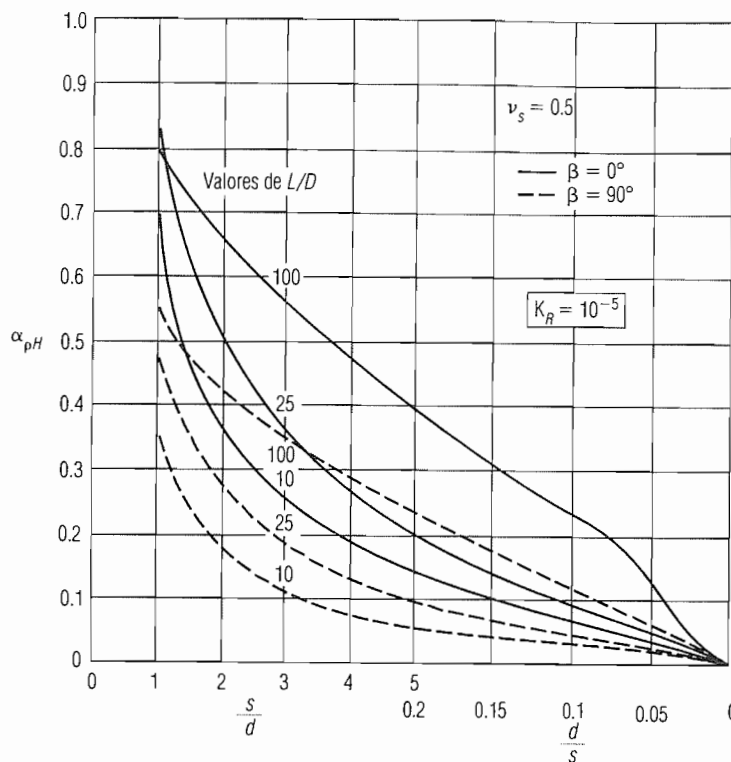
Para el caso de un grupo de pilote en que todas las cabezas de los pilotes están conectadas y sometidas a la misma ecuación de traslación, 7.32, puede ser reescrita como:

$$\rho_{Gi} = f(P_i) + Y_L \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n P_j \alpha_{ij} \quad (7.33)$$

donde $\rho_{li} = f(P_i)$ es la curva de deflexión de carga para un pilote aislado obtenida con el método p - y , utilizando un programa de cómputo del tipo descrito por Poulos,^{7.48} Randolph^{7.40} o Sawko.^{7.49} De esta forma, para un desplazamiento prescrito, un número n de ecuaciones simultáneas da como resultado un número n de incógnitas (las cargas del pilote individual). La suma de estas cargas individuales es igual a la carga lateral total del grupo. La repetición de este cálculo para un número de desplazamientos prescritos permite trazar la curva de la carga lateral total del grupo contra el desplazamiento lateral.

Se debe notar que el valor del factor de interacción α_{ij} es dependiente de la dirección de la carga lateral, que es mayor cuando la carga se encuentra a lo largo de una línea que une a i con j , al menos cuando la carga se encuentra en ángulos rectos a esta línea (figura 7.44). La consecuencia de esto es que las curvas de la carga del grupo contra la deflexión del grupo difieren dependiendo de la dirección de la carga, excepto para el caso de un gran número de pilotes instalados a espacios iguales a lo largo del perímetro de un círculo. Hasta aquí, la técnica ha resultado en una curva de carga del grupo contra deflexión del grupo y, al solucionar la ecuación 7.33, se pueden identificar los valores de la carga cortante en las cabezas de los pilotes individuales dentro del grupo, en consecuencia el pilote o los pilotes más cargados, y el valor de cortante máximo asociado se puede definir para la carga lateral total específica aplicada al grupo.

Para obtener la distribución del momento flexionante en el pilote más cargado, se corre el programa de computadora^{7.48, 7.40, 7.49} varias veces, para el valor máximo de cortante, con los valores de y en las curvas p - y progresivamente incrementados a través de la multiplicación por, digamos, 2, 3, 4, 5, 6, etc. Se puede trazar entonces una curva de desplazamiento de



$$KR = \frac{E_p I_p}{E_s L^4}$$

$E_p I_p$ = Rigidez flexural del pilote
 E_s = Módulo de Young del suelo
 L = Longitud enterrada del pilote
 d = Diámetro del pilote
 s = Espaciamiento del pilote

Figura 7.44. Factores de interacción para pilotes de altura libre sujetos a una carga horizontal (tomado de Poulos^{7.46}).

la cabeza del pilote contra el factor γ (también conocido como modificador γ). De esta curva se puede identificar el valor del factor γ para dar a una cabeza de pilote un desplazamiento igual al desplazamiento del grupo previamente calculado, como lo muestra la figura 7.45. Al correr nuevamente el programa utilizando el valor identificado del factor γ y una deflexión impuesta en la cabeza del pilote igual a la deflexión del grupo nos dará una distribución del momento flexionante

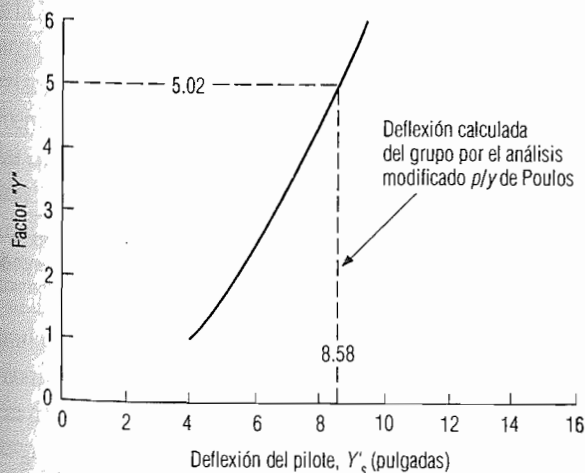


Figura 7.45. Determinación del factor γ (tomado de Focht y Koch^{7.47}).

que Focht y Koch^{7.47} consideran válida para el diseño del pilote (figura 7.46).

7.18.4. Grupos de pilotes bajo carga combinada

Un caso particular en que se puede aplicar una técnica de computación rutinaria es el análisis de un grupo de pilotes bajo carga general como lo muestra la figura 7.47. Ésta representa a un grupo de pilotes, incluyendo tanto pilotes verticales como pilotes inclinados, los cuales se instalan a través de un estrato comparativamente poco profundo de suelo de sobrecarga (*overburden*) para desarrollar la carga última a nivel de la roca. La presencia de los pilotes inclinados limitará las deflexiones del pilote lateral dentro de la sobrecarga (*overburden*) a valores muy pequeños. Por lo tanto, es razonable analizar al grupo bajo la acción de una combinación de fuerzas lateral, vertical y de momento (H , V y M respectivamente) utilizando un programa de cómputo estándar de análisis de marco estructural con la cabeza y las puntas del pilote consideradas como fijas o fijadas dependiendo del detalle de la conexión del pilote con el larguero y de la extensión en la cual están empotrados los pilotes a la roca.

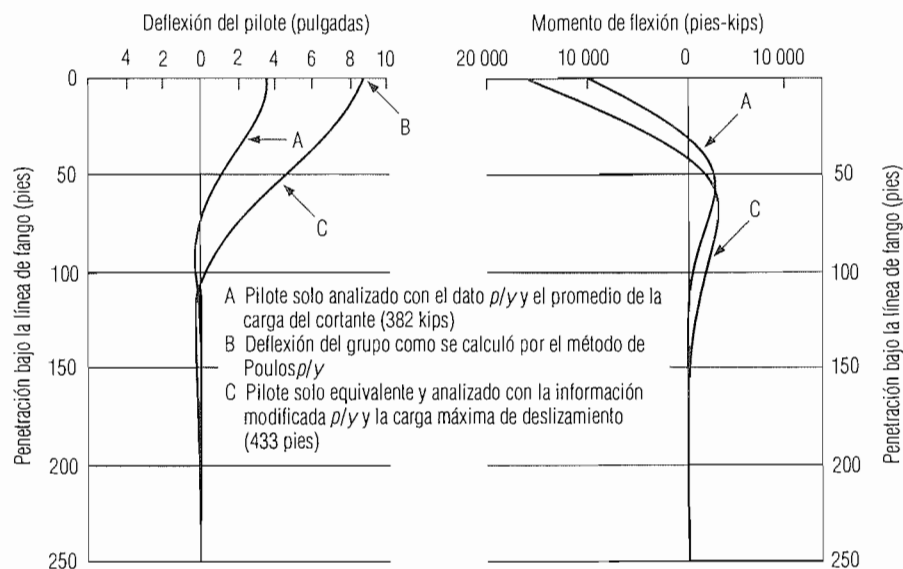


Figura 7.46. Valoración del diseño del momento de flexión para un pilote en grupo (tomado de Focht y Koch^{7.47}).

Los resultados obtenidos serán conservadores como soporte lateral, si bien pequeños, que el suelo de sobrecarga (*overburden*) proporcionará a los pilotes y que descontará. Como alternativa para el uso de un programa estándar de análisis de marco, Sawko^{7.49} describe un programa que modelaría el problema bidimensional mostrado en la figura 7.47 considerando al larguero como completamente rígido. Este procedimiento fácilmente se puede extender al caso tridimensional.^{7.50}

El propósito general de la mayoría de los programas de análisis de marco es la facilidad de modelar discretos resortes lineales sujetos a puntos nodales en los miembros del marco. Claro que es posible introducir dichos resortes para representar tanto la resistencia lateral como la axial del suelo en un análisis de estructura como el mostrado en la figura 7.47; en dicho caso, estos resortes serían curvas lineales $p-y$ y $t-z$. Esta opción se podría extender más aún a los casos modelo en que el desplazamiento de los pilotes, tanto lateral como axial, dentro del suelo fueran significativos; por ejemplo, los pilotes no apoyados en un estrato considerado como rígido o los pilotes verticales sujetos a cargas laterales. Las limitaciones de dicha extensión están constituidas por:

- i) las deformaciones del suelo se deben encontrar en las consideradas dentro del rango elástico;
- ii) los espaciamientos de los pilotes deben ser lo suficientemente amplios para crear efectos de interacción pilote-con-pilote insignificantes.
- iii) puede existir una restricción en el número de resortes que se pueden utilizar en el análisis por el programa.

Los casos generalizados de grupos de pilotes sujetos a combinaciones de cargas en circunstancias en que los efectos de interacción no se puedan ignorar, deben ser analizados mediante un programa de computación de propósito especial.

Se han desarrollado varios programas de este tipo; por

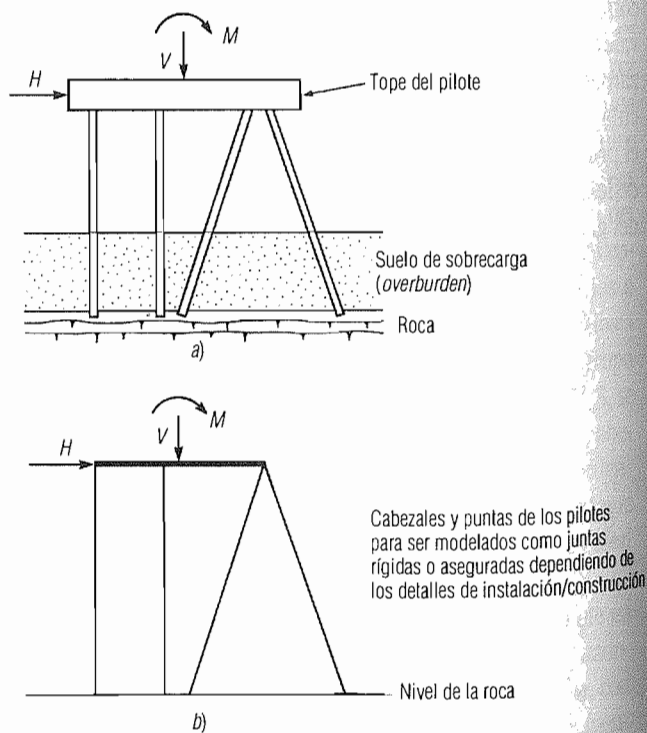


Figura 7.47. Modelamiento de las fuerzas y los momentos en una estructura de escollera.

ejemplo, PGROUP de Bannerjee y Driscoll,^{7.51} LAWPPILE de Wood,^{7.52} DEFPIG de Poulos,^{7.53} PIGLET de Randolph,^{7.54} y SPLICE de Frimann Clausen *et al.*^{7.55} Los programas como éstos pueden diferir considerablemente en las suposiciones que los gobiernan, lo que nos puede llevar a una o más restricciones, como lo son:

- sólo se modelan casos bidimensionales
- sólo se modelan casos elásticos
- sólo se modelan pilotes verticales.

El lector que requiera de detalles debe consultar las referencias mencionadas.

7.19. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE Y DE LA VIABILIDAD DE HINCADO MEDIANTE FÓRMULAS DINÁMICAS

7.19.1. Cálculos de la capacidad de soporte

Todas las fórmulas dinámicas de pilotes cuando son hincados están basadas en el principio de que la resistencia de los pilotes a mayor penetración bajo su carga de trabajo tiene una relación directa con su resistencia al impacto del martillo. Por lo tanto, las fórmulas dinámicas toman en cuenta el peso y la altura de la caída del martillo, el peso del pilote y la penetración del pilote bajo cada golpe. Las variantes refinadas de las fórmulas también toman en cuenta las pérdidas de energía debidas a la compresión elástica del pilote, al casquete, al empaque, al suelo que rodea al pilote y a las pérdidas debidas a la inercia del pilote. Los autores de las fórmulas dinámicas argumentan que tienen una base teórica sólida, ya que están relacionados con la teoría de impacto newtoniana. Si esto fuera cierto, no existiría esa gran variedad de fórmulas, todas las cuales proporcionan respuestas diferentes para las mismas condiciones, ni sería necesario incluir tantas constantes empíricas. Las características físicas del suelo no aparecen en las fórmulas dinámicas simples. Esto puede llevar a peligrosas y falsas interpretaciones de los resultados de los cálculos de fórmulas dinámicas, ya que representan condiciones en el momento de hundimiento. No toman en cuenta las condiciones del suelo que afectan la capacidad de carga de los pilotes y asentamiento a largo plazo, como tampoco los efectos de remoldeamiento y reconsolidación, fricción superficial negati-

va y los efectos de grupo. Por ejemplo, una fórmula dinámica de pilote puede mostrar un valor de resistencia bajo para un pilote largo hincado en una arcilla sensible. Sin embargo, las pruebas muestran que la capacidad de soporte en estas condiciones se incrementa progresivamente durante algunos meses después del hundimiento. No es usual realizar pruebas de rehundimiento un mes después de haber hundido los pilotes, y aún entonces los resultados de las pruebas de rehundimiento tal vez no sean sujetos a interpretación, ya que la resistencia al hundimiento baja nuevamente a un valor pequeño después de tan sólo algunos golpes del martillo. Los efectos de tiempo en pilotes hincados en arenas finas saturadas se mencionaron en la sección 7.4.3. Otra vez, éstos no se toman en cuenta en las fórmulas simples, pero el desarrollo de técnicas basadas en la ecuación de la onda puede simular estos efectos como se describe a continuación.

7.19.2. Cálculos para la viabilidad de hincado de los pilotes

Las fórmulas dinámicas tradicionales, como la de Hiley o la del Engineering News Record (Registro de novedades en Ingeniería), al evaluar la resistencia al hundimiento de pilotes, están basadas en los principios newtonianos de impacto entre cuerpos rígidos. Sin embargo, debido a la flexibilidad axial de un pilote, en realidad habrá una demora de tiempo entre el golpe del martillo en la cabeza del pilote y la llegada de la onda de esfuerzo de compresión resultante al extremo inferior del pilote. Para poder considerar esto, y los diversos factores difíciles de representar dentro de un cálculo manual, dichas fórmulas dinámicas incluyen varias suposiciones y determinaciones empíricas, y muy comúnmente el éxito de su aplicación ha dependido de la experiencia subjetiva de los ingenieros que las utilizan. La habilidad para analizar el comportamiento del pilote durante su hundimiento, en forma más realista, tuvo que esperar hasta que existiera una disponibilidad general de las computadoras.

En 1960, Smith^{7.56} propuso una idealización del sistema martillo/pilote/suelo, la cual sería capaz de representar el paso de la onda de esfuerzos a través del pilote (figura 7.48). El pilote es modelado como una serie de masas rígidas conectadas por resortes, los cuales pueden actuar tanto en compresión como en tensión. El pisón del martillo y el yunque o larguero también se modelan como masas rígidas, pero las interfases entre el pisón y el yunque, y entre el yunque y la parte superior del pilote se conceptualizan como resortes capaces de sostener

ración para el incremento de tiempo subsecuente. El análisis termina cuando el extremo inferior del pilote deja de moverse hacia abajo, y en esta etapa, la predicción se desarrolla comúnmente restando el valor del desplazamiento de fluencia del extremo inferior del pilote al desplazamiento máximo hacia abajo del talud. La predicción permanente sólo será la indicada si el desplazamiento máximo del extremo inferior del pilote excede al valor de fluencia del mismo. Debido a que un análisis típico podría requerir la consideración del comportamiento de 30 a 50 masas por más de 150 incrementos de tiempo, el uso de una computadora es una necesidad práctica.

A pesar de haberse propuesto otras formas de análisis numérico del problema de hundimiento de pilotes, incluyendo el uso de técnicas de elemento finito,^{7,57} el procedimiento arriba descrito es el más ampliamente utilizado. Para trabajos con pilotes en puertos y en el mar, se ha adoptado en conjunción con las pruebas de carga y de pilotes como medio para verificar, durante el curso del hundimiento la capacidad estática eventual de los pilotes. Esta técnica tiene mayor éxito en los casos en que las condiciones del suelo son tales que no existe, o existe muy poco cambio, con el tiempo, en la capa-

cidad del pilote después de completar el hundimiento; esto es, para suelos arenosos, salvo los que están en condiciones muy densas. Con arena muy densa, puede existir una reducción en la capacidad después de terminar el hundimiento, en arcillas normalmente consolidadas o ligeramente sobreconsolidadas, ocurrirán incrementos en la resistencia después de completar el hundimiento (el fenómeno de instalación), mientras que para arcillas altamente sobreconsolidadas, habrá una tendencia a la reducción de la resistencia después del hundimiento.

Como puede observarse en la figura 7.48, la conceptualización básica de Smith es representativa de un pilote hundido por medio de martinete o de martillo de acción simple. Los martillos de diesel se deben considerar de manera diferente, ya que la energía real, generada por dicho martillo, variará con la resistencia del pilote que está siendo hundido. Para resistencias bajas, habrá energías bajas por golpe a un gran número de golpes por minuto, mientras que para resistencias altas, la energía por golpe se incrementará y el número de golpes por minuto se reducirá. Los fabricantes pueden proporcionar cuadros de energía contra rango de golpes para martillos de diesel, y al realizar predicciones de capacidad de hincado se

Pilote: 914 mm OD $\times$ 19 mm WT (longitudes > 15 metros)
Martinete: Delmag D62; rango de energía 11 160 kg m – 22 320 kg m

- Prueba del pilote "A" – Resistencia predecible para la energía y la colocación en la terminación del hundido
- Prueba del pilote "A" – Carga de falla (de la prueba de carga) aproximadamente 600 toneladas
- ▲ Prueba del pilote "B" – Resistencia predecible, basada en los resultados de la prueba del pilote "A" para la energía y la colocación en la terminación del hundido (resultados de la prueba de carga para 600 ton de la resistencia indicada sobre 600 ton)

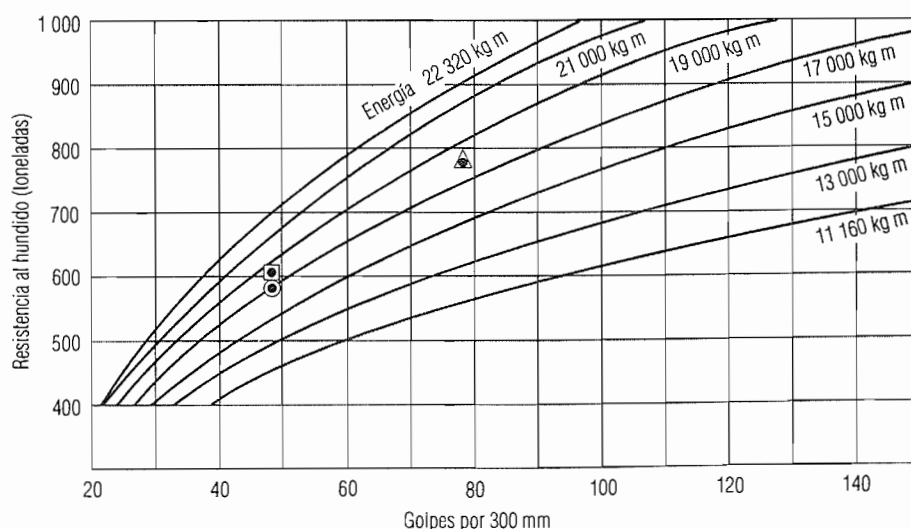


Figura 7.49. Análisis de la viabilidad de hundido del pilote para un martinete de diesel.

puede operar el rango de energías con un martillo en particular. La figura 7.49 muestra un ejemplo en que se han utilizado los análisis de respaldo de pruebas de carga estática para generar un conteo de golpes contra las curvas de resistencia de pilotes de acero tubular con terminación cerrada hundidos en arenas calcáreas y corales. En estas condiciones de suelo, los efectos dependientes del tiempo son insignificantes y, por lo tanto, la resistencia al hundimiento se considera igual a la resistencia estática. Sin embargo la conceptualización original de Smith es incapaz de modelar la interacción entre la resistencia al hundimiento y la energía generada por los avances de un martillo de diesel. Goble y Rausche^{7.58} publicaron detalles de un programa de computadora que modelara el comportamiento del martillo de diesel en forma realista; este programa procede con interacciones hasta que se obtiene compatibilidad entre el sistema pilote/suelo y el desempeño energía/golpes por minuto del martillo.

La información requerida para llevar a cabo un análisis de viabilidad de hincado de un pilote incluye los valores de rigidez y el coeficiente de restitución de la protección del bloque/cabeza del pilote y de los temblores Q y las constantes de amortiguamiento J del suelo. Los valores típicos de Q y J se muestran en la tabla 7.4. Éstos pueden utilizarse en estudios de prehundimiento, pero se debe recordar que estarían sujetos a variación significativa y, siempre que sea posible, prefigurar para compatibilizar con los resultados de las pruebas de carga. Desde finales de los años setenta, la forma exacta de amortiguación del suelo para análisis de la ecuación de onda ha sido sujeto de muchas investigaciones, y Hecrema^{7.59}, ^{7.60} y Litkouhi y Poskitt^{7.61} publican sus hallazgos indicando que, para la carga última en arcillas y arenas, y para la fricción superficial en arcillas, el amortiguamiento depende de la raíz quinta de la velocidad, esto es, modificando la ecuación 7.34 a

$$R = R_s(1 + JV^{0.2}) \quad (7.35)$$

Globe y Rausche^{7.62} han descrito un método para calcular las resistencias al hundimiento de las lecturas de instrumentación de campo. Los acelerómetros y los transductores de deformación se colocan cerca de la cabeza del pilote y se procesan las lecturas de las mismas durante el curso de un golpe de martillo para dar trazos de fuerza y velocidad contra tiempo, como lo muestra la figura 7.50. La segunda etapa del método incluye la realización de un análisis de ecuación de onda, pero sólo con el pilote modelado con la ubicación del instrumento hacia abajo. Se asignan los valores de resistencia del suelo, esfuerzo de fluencia y amortiguamiento, y la velocidad variante con el tiempo registrada se aplica como condición limitante en la parte superior del modelo del pilote. El análisis generará un trazo fuerza/tiempo para el emplazamiento del instrumento, el cual se compara con el trazo registrado fuerza/tiempo. Se realizan ajustes a los valores de resistencia, temblor y amortiguamiento, y se realizan análisis posteriores hasta lograr un acuerdo entre los trazos fuerza/tiempo registrado y calculado; en esta etapa, se puede considerar que la resistencia total del suelo asignada en el análisis es la resistencia en el momento del hundimiento. Se puede esperar que este método proporcione valoraciones confiables de la resistencia estática para suelos cuando los efectos del tiempo son insignificantes. También se ha dicho que el método se puede utilizar para calcular la resistencia estática de pilotes en suelos^{7.63} si el análisis se realiza para los primeros golpes de un rehundimiento después de que el pilote lleva cierto tiempo colocado.

Una causa frecuente de preocupación en el análisis de la viabilidad de hundimiento de pilotes tubulares hundidos con extremos abiertos es la posibilidad de que se tapen o no durante el hundimiento. Bajo carga estática, un pilote con extremos abiertos se tapaná si la fricción superficial interna entre el muro interior del pilote y la columna que contiene el suelo exceden la resistencia de carga que el suelo, en el talud del pilote, puede ejercer para sostener la columna de suelo. Sin embargo, la tapadura durante el hundimiento no suele suce-

Tabla 7.4. Valores de las propiedades del suelo usadas típicamente en los análisis de ecuación de onda.

Tipo de suelo	Amortiguación constante		Punta y lado de la agitación Q (mm)
	Fricción superficial J_s (seg/min)	Carga última J_p (seg/min)	
Arcilla	0.65	0.01-1.0	2.5
Arena	0.15	0.33-0.65	2.5
Limo	0.33-0.5	0.33-1.5	2.5

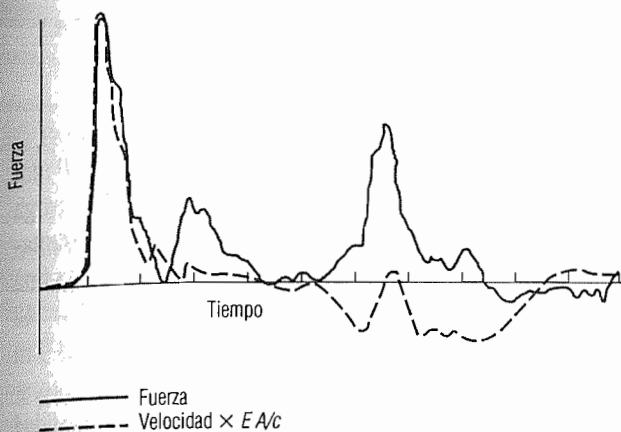


Figura 7.50. Ejemplo del registro de la velocidad y de la fuerza cercana a la cabeza del pilote durante el hundido (tomado de Goble y Rausche^{7.62}).

der, y la columna de suelo nunca se moverá hacia abajo únicamente hasta un límite y a un rango menor al de la penetración del pilote. Heerema y de Jong^{7.64} han propuesto una ampliación del modelo de masa cargada y de resorte básico al incluir masas y resortes que representan la columna de suelo contenido, y la han utilizado para demostrar la posibilidad de que los pilotes con extremos abiertos no se tapen, o sólo parcialmente durante el hundimiento. Al momento de determinar la habilidad de hundimiento de dichos pilotes, es recomendable considerar un rango de resistencias durante el hundimiento tanto para una tapa total como para la ausencia de ésta.^{7.65}

La dependencia en el tiempo de la capacidad de los pilotes hundidos en arcillas ya se ha mencionado. Un procedi-

miento valioso para determinar la resistencia al hundimiento en dichos suelos es el mencionado por Semple y Gemeinhardt,^{7.66} quienes relacionan la capacidad estática, mencionada en el código API RP2A del American Petroleum Institute (Instituto Americano del Petróleo) (11a. ed.), con la resistencia al hundimiento en incrementos de profundidad por un factor que depende de la proporción de sobreconsolidación. La figura 7.51 muestra los resultados de la técnica aplicada para el pilotaje de una plataforma del Mar del Norte.

7.20. PROCEDIMIENTO PARA CORRELACIONAR MÉTODOS ESTÁTICOS DE CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE PILOTES CON REGISTROS DE HUNDIMIENTO

Se deben seguir los pasos descritos a continuación para el diseño de pilotes de prueba y las etapas para pilotes permanentes.

1. *Etapas de diseño.* Calcular la capacidad última de soporte de los pilotes o del grupo de pilotes mediante métodos estáticos basados en las condiciones del suelo encontradas por medio de pruebas de perforación y de laboratorios, tomando en cuenta los efectos del tiempo, de grupo y del asentamiento a largo plazo.

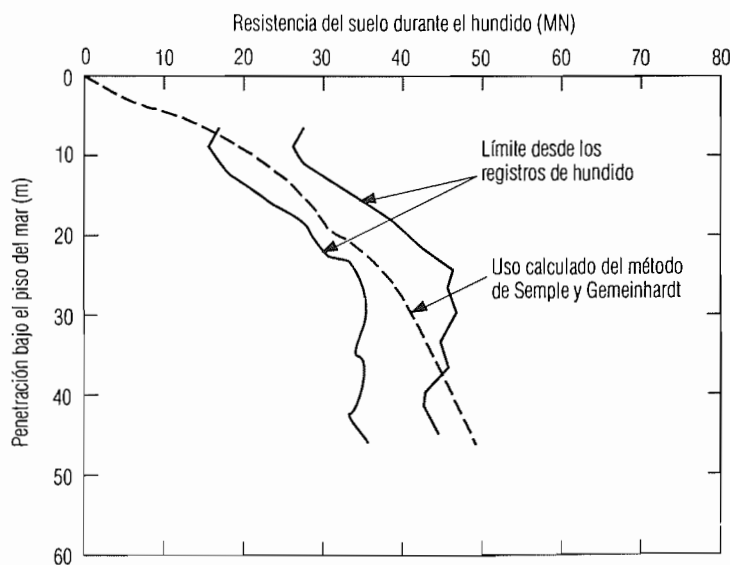


Figura 7.51. Comparación de la resistencia de hundido observada y calculada para el pilotaje de una plataforma del Mar del Norte (tomada de Semple y Gemeinhardt^{7.66}).

2. *Etapa de prueba de pilotes.* Los pilotes de prueba se pueden hundir y cargar antes de comenzar la construcción a escala total en un sitio, o utilizar el primero de los pilotes permanentes como pilote de prueba, modificando su extensión o carga de trabajo en virtud de los resultados. El equipo de hundimiento utilizado para pilotes de prueba debe ser el mismo propuesto para los pilotes permanentes. La resistencia al hundimiento en golpes por 0.2 a 0.5 m se debe obtener a través de la totalidad de la profundidad de penetración, y los resultados revisarse con los registros de perforaciones adyacentes. Esto asegurará que se alcance la profundidad de penetración requerida dentro del estrato de carga principal. También se puede relacionar la rigidez o densidad del estrato de carga con la resistencia al hundimiento a una profundidad dada. Es posible que las pruebas de hundimiento se realicen junto con el analista dinámico, incorporando acelerómetros y transductores de deformación a los pilotes de prueba, como se describe en la sección 7.19.2.

Las pruebas de carga se justifican si el número de pilotes a hundir es grande, pero su costo relativamente alto no se justifica si el número es pequeño. De ser posible, los pilotes de prueba se deben cargar hasta su falla para establecer el factor de seguridad real de la carga de trabajo. La sección 8.7 describe el procedimiento para realizar las pruebas de hundimiento y de carga de los pilotes. Las pruebas de carga de los pilotes no se requieren cuando se hunden los pilotes hasta su rechazo en roca u otro estrato sólido, a menos que las cargas de trabajo sean tan excepcionalmente pesadas para alcanzar la capacidad última de carga de la roca, o a menos que se sospeche que el pilote, por sí mismo, se encuentre en una condición deficiente.

Como resultado de las pruebas de carga, el ingeniero puede decidir reducir o incrementar la profundidad de penetración del pilote dentro del estrato de carga.

3. *Etapa de construcción.* A menos que los pilotes sean hundidos hasta su rechazo en un estrato rígido, la resistencia al hundimiento para la profundidad de penetración total se debe medir en todos los pilotes permanentes a fin de verificar cambios posibles en el nivel o características del estrato de carga. Las medidas de resistencias al hundimiento se deben comparar con las obtenidas para el pilote de prueba. Si fueran apreciablemente más bajas, los pilotes se deben hundir más profundamente hasta que las resistencias al hundimiento alcancen los valores obtenidos para el pilote de prueba.

7.21. EJEMPLOS EN EL CAPÍTULO 7

Ejemplo 7.1

Un pilote de concreto reforzado aislado de 350×350 mm en una estructura de rompeolas requiere soportar una carga de compresión máxima de 400 kN y una carga de levantamiento neta de 320 kN. El suelo consiste en una arena fina saturada de suelta a medianamente densa (promedio $N = 12$ golpes por 0.3 m) que se extiende a una profundidad de 9 m bajo el fondo marino, seguida por arena y grava densa (promedio $N = 40$ golpes por 0.3 m). Determine la profundidad de penetración requerida del pilote. No se espera erosión.

De la tabla 7.1, $\delta = 0.75 \times 31^\circ = 23.2^\circ$ y $K_s = 1.25$

A 9 m, la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*)
 $= 0.75 \times 9.807 \times 9 = 66.2 \text{ kN/m}^2$

De la ecuación 7.3, fricción superficial total del fondo marino 9 m = $1/2 \times 1.25 \times 66.2 \times \tan 23.2^\circ \times 4 \times 0.35 \times 9 = 223 \text{ kN}$

Intente la penetración a 4 m dentro de arena y grava densa, para N de 40° , $\phi = 38.5^\circ$ y la tabla 7.1 da $\delta = 0.7 \times 38.5^\circ = 28.9^\circ$ y $K_s = 2.0$

La fricción superficial unitaria en arena y grava densa a 9 m
 $= 2 \times 66.2 \times \tan 28.9^\circ = 73.1 \text{ kN/m}^2$

La fricción superficial unitaria a 13 m = $2 \times (66.2 + 1.2 \times 9.807 \times 4) \times \tan 28.9^\circ = 125.1 \text{ kN/m}^2$

La fricción superficial promedio en arena y grava densa
 $= 1/2 (73.1 + 125.1) = 99.1 \text{ kN/m}^2$

El valor pico de 110 kN/m^2 no se excede.

Por lo tanto, el total de fricción superficial del fondo marino a 13 m = $223 + 99.1 \times 4 \times 0.35 \times 4 = \underline{\underline{778 \text{ kN}}}$

Para $\phi = 38.5^\circ$ y $D/B = 37$, figura 7.4 da $N_q = 115$

La resistencia unitaria de la base a 13 m = $(66.2 + 1.2 \times 9.807 \times 4) \times 115 = 13\,026 \text{ kN/m}^2$. Esto excede el valor pico de $11\,000 \text{ kN/m}^2$.

La resistencia última de la base
 $= 0.35^2 \times 11\,000 = 1347 \text{ kN}$

Por lo tanto, la resistencia total del pilote es
 $= 778 + 1347 = 2125 \text{ kN}$

El factor de seguridad en la carga de compresión
 $= \frac{2125}{400} = 5.3$, lo cual es amplio, e indica que la profundidad

de penetración requerida del pilote está gobernada por consideraciones en la resistencia al levantamiento. El factor de seguridad en carga de levantamiento $= 778/320 = 2.4$, que resulta satisfactorio. Si la resistencia a la carga de levantamiento es sólo de la mitad de la carga de compresión, el factor de seguridad se reduce a 1.2, lo cual es satisfactorio, aunque sujeto a confirmación por medio de una prueba de carga.

Ejemplo 7.2

Una prueba de perforación y de penetración de cono estático dio los resultados mostrados en la figura 7.52. Se requiere de un pilote de caja B. S. P. aislado para soportar una carga de trabajo segura de 500 kN en compresión. Determine el diámetro y la penetración requeridos para el pilote.

Se utilizará el método de Van der Veen (sección 7.4.2), el

cual requiere de un factor de seguridad de 2.5 para asegurar que los asentamientos se mantengan dentro de los límites tolerables.

Por lo tanto, la resistencia última del pilote requerida es $= 500 \times 2.5 = 1250 \text{ kN}$.

Se necesita un pilote de caja B. S. P. de 414 mm de diámetro para soportar una carga de trabajo de 500 kN sin sobreesforzar el relleno de concreto hacia el tubo. Si, como primer paso, se considera al pilote como de carga total última.

Presión última de carga

$$= \frac{1250}{(\pi/4) \times 0.414^2} = 9300 \text{ kN/m}^2$$

$$= 94.8 \text{ kg/cm}^2$$

En la figura 7.52 se observará que no se puede obtener esta resistencia última en arena floja de 0 a 11.6 m bajo el nivel del suelo. Será necesario hundir el pilote 1.5 m dentro de la capa de arena densa para asegurar que el pilote fue apropiadamente colocado en esta capa. De la figura 7.52, la resistencia promedio del cono por arriba de una distancia de tres diámetros del pilote sobre el punto del pilote y de un diámetro bajo el punto es de 120 kg/cm^2 . Por lo tanto, la resistencia de carga última del pilote se obtiene con

$$\frac{\pi}{4} \times 0.414^2 \times 120 \times \frac{1}{0.0102} = 1584 \text{ kN}$$

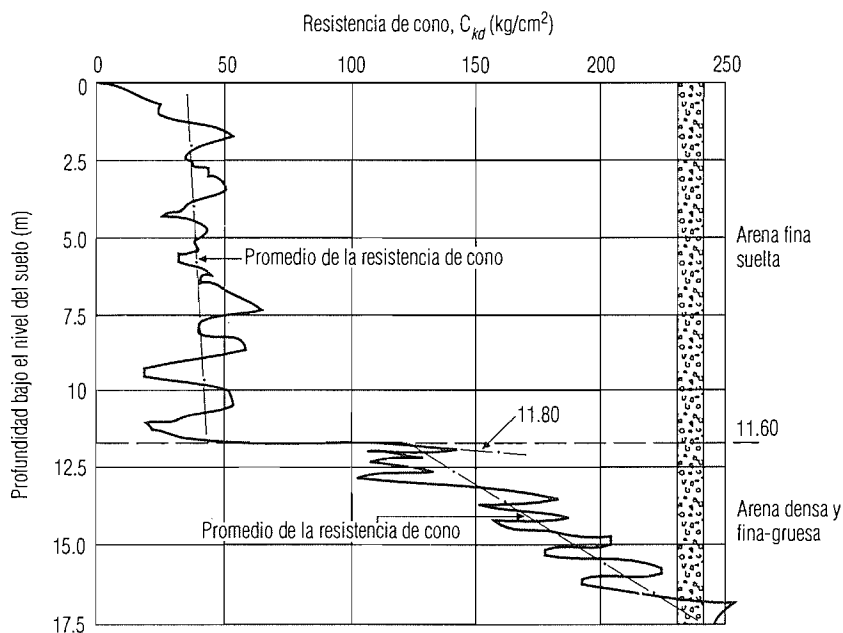


Figura 7.52

De la ecuación 7.6, la fricción superficial de 0 a 11.6 m

$$= \frac{\text{Resistencia promedio del cono}}{2} \text{ kN/m}^2$$

$$= \frac{40}{2} \text{ kN/m}^2 \text{ (de la figura 7.36)}$$

Por lo tanto, la fricción superficial total de 0 a 11.6 m se obtiene con

$$\pi \times 0.414 \times 11.6 \times \frac{40}{2} = 302 \text{ kN}$$

La resistencia promedio del cono de 11.6 a 13.1 m es de 120 kg/cm². Por lo tanto

$$\begin{aligned} \text{La fricción superficial total} &= \pi \times 0.414 \times 1.5 \times \frac{120}{2} \\ &= 117 \text{ kN} \end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} \text{La resistencia total última en el pilote} &= 1584 + 302 + 117 \\ &= 2003 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{2003}{500} = 4.0$$

Este es más alto que el necesario, pero no será posible terminar el pilote a un nivel apreciablemente más alto. Sin embargo, si los registros de hundimiento indicaran rechazo o cercanía al rechazo de un mayor hundimiento a, digamos, 12.5 m de profundidad, sería aceptable. En esta profundidad, la resistencia promedio del cono es de 120 kg/cm². De la figura 2.16b, el ángulo de resistencia al cortante o fricción es de 37.5°. De la figura 7.4 para $D/B = 12.5/0.414 = 30$, N_q es 80. Por lo tanto, de la ecuación 7.4 y en ausencia del nivel de aguas freáticas:

$$Q_b = \frac{\pi}{4} \times 0.414^2 \times 1.8 \times 9.81 \times 12.5 \times 80 = 2377 \text{ kN}$$

Este es considerablemente más alto que el valor calculado directamente con la resistencia de cono a una profundidad de 13.1 m, pero a 12.5 m el pilote no ha sido hundido a una profundidad suficiente dentro de la arena densa para movilizar su resistencia total al cortante.

Ejemplo 7.3

Determine la penetración requerida de un pilote de acero de 1 m de diámetro hundido con un extremo cerrado en un estrato de arena densa como el mostrado en la figura 7.52 para obtener una resistencia de carga en el extremo del pilote igual a la de la resistencia del cono.

Utilizando el método gráfico de De Beer, descrito en la sección 7.4.2, en la figura 7.52 se verá que el cono desarrolla su resistencia completa de la condición de la "superficie" a la condición completamente desarrollada de 140 kg/cm² de 11.6 a 11.8 m bajo el nivel del terreno, esto es, una profundidad vertical de 0.2 m.

Entonces, la profundidad vertical bajo la parte superior del estrato denso para obtener una resistencia última en un pilote de 1 m por lo menos igual a 140 kg/cm² es $1.0/0.36 \times 0.2 = 5.55$ m o 17.15 m bajo el nivel del suelo. En esta profundidad, la resistencia promedio del cono se ha incrementado a 250 kg/cm², o 24 510 kN/m². Al utilizar el último valor, la capacidad última de soporte del pilote, asumiendo que virtualmente es de carga última, es $1/4 \pi \times 1.02 \times 24\,510 = 19\,300$ kN.

Un factor de seguridad de 2 1/2 da una carga permisible de 7720 kN en el pilote. Para un esfuerzo de trabajo seguro de 103.5 N/mm² en el acero, el grosor de muro requerido es de 25 mm. En la práctica tal vez no sea posible hundir el pilote a una penetración suficiente para lograr una resistencia última de 19 300 kN debido a esfuerzos de hincado excesivos. Sería preferible limitar la resistencia de carga final a un valor pico de 11 000 kN/m².

Ejemplo 7.4

Un rompeolas está situado en 4.5 m de limo arcilloso muy suave sobre arcilla de rígida a muy rígida. Las pruebas en muestras no alteradas dieron la relación fuerza cortante-profundidad mostrada en la figura 7.53. Por razones estructurales, es deseable utilizar pilotes tubulares de acero de 500 mm. Determine la penetración requerida para soportar una carga de trabajo de 400 kN.

Debido a movimientos laterales en la estructura del rompeolas debidos a fuerzas de atracado, de viento y a la acción de las olas, será recomendable ignorar la fricción superficial en el limo arcilloso muy suave. Tome como primera prueba un largo de penetración de 13 m bajo el fondo marino. De la figura 7.53, la fuerza cortante promedio de 5 a 13 m =

140 kN/m². Fuerza cortante del suelo agrietado a 13 m = 145 kN/m².

En la figura 7.9 se verá que el factor de adhesión correspondiente a una fuerza cortante promedio de 140 kN/m², de arcilla suave sobre arcilla rígida, y

$$\frac{L}{B} = \frac{8}{0.5} = 16 \text{ es } 0.50$$

Por tanto, de la ecuación 7.9, la fricción superficial total en la porción del fuste del pilote dentro de la arcilla rígida es

$$0.50 \times 140 \times 8 \times \pi \times 0.5 = 880 \text{ kN}$$

De la ecuación 7.8, la resistencia última neta en arcilla rígida fisurada es

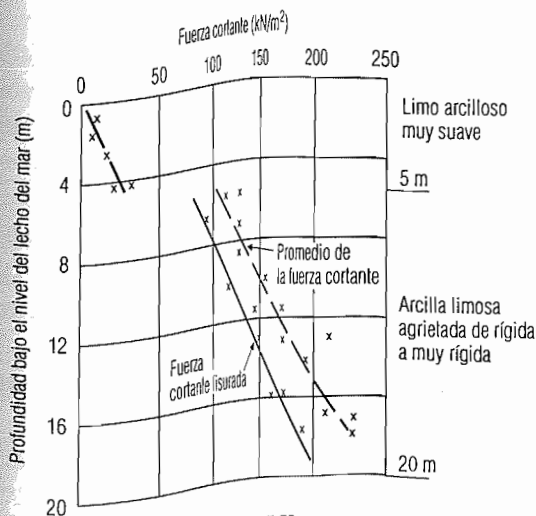
$$9 \times 145 \times 1/4 \pi \times 0.5^2 = 256 \text{ kN}$$

Por lo tanto

$$\begin{aligned} \text{Resistencia total del pilote} &= 880 + 256 = 1136 \text{ kN.} \\ \text{Factor de seguridad en carga de trabajo de } 400 \text{ kN} &= 1136/400 = 2.8 \end{aligned}$$

Esto es algo más alto que lo necesario; un factor de seguridad de 2.5 habría sido adecuado, pero antes de adoptar una menor penetración debemos comprobar el factor de seguridad en el rango más bajo de la fuerza cortante.

De la ecuación 7.12, y tomando la fuerza cortante promedio más baja, a lo largo del fuste del pilote como 110 kN/m²,



$$\begin{aligned} \text{Carga del pilote permisible} &= \frac{256}{3} + \frac{0.52 \times 110 \times 8 \times \pi \times 0.5}{15} \\ &= 564 \text{ kN} \end{aligned}$$

Esto está bien en vista del exceso de la carga de trabajo segura requerida; por lo tanto, se puede considerar la reducción en la penetración bajo el fondo marino cercana a 12 m para mantener un factor de seguridad de por lo menos 2.5 en la resistencia última y de fricción superficial combinadas, sujeta a la prueba de carga.

Ejemplo 7.5

Determine la carga permisible en un pilote de sección H de 305 × 305 × 110 kg/m hundido a través de 4 m de arena suelta a una penetración de 2 m dentro de piedra arenisca erosionada terminando en piedra arenisca no erosionada fuerte con un espaciamiento de juntas de 450 mm. Las pruebas en núcleos de la roca arenisca no erosionada mostraron una fuerza de compresión uniaxial promedio de 65 MN/m². El área de la superficie del pilote es de 2.38 m²/m y el área transversal es de 0.014 m².

La fricción superficial movilizada en la arena suelta puede ser ignorada. El hundimiento del pilote dentro de la roca arenisca erosionada la desintegrará para formar una arena medianamente densa.

De la tabla 1, $\delta = 20^\circ$ y $K_s = 0.74$.

Presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) promedio en roca arenisca erosionada = $(0.8 \times 4 + 1.0 \times 1) \times 9.807 = 41.2 \text{ kN/m}^2$.

Fricción superficial total = $0.75 \times 41.2 \times \tan 20^\circ \times 2.38 \times 2 = 53 \text{ kN}$.

Al tomar el valor ϕ de la roca arenisca como 44° de la ecuación 6.16, la resistencia unitaria última de la base de la roca sin despedazar = $2 \times \tan^2 (45 + 44/2) \times 65 = 721 \text{ MN/m}^2$.

Si el hundimiento del pilote rompe la roca y forma juntas abiertas, la resistencia de la base puede ser baja como 65 MN/m². Si el pilote no es sobrehundido, sería razonable tomar un valor del doble de la fuerza uniaxial. Por lo tanto, la resistencia última total de pilote = $53 + 2 \times 65 \times 0.014 = 1873 \text{ kN}$.

Para un factor de seguridad de 2.5 la carga permisible es 750 kN.

Para acero dúctil con un esfuerzo de fluencia de 255 N/mm², la carga del pilote permisible = $0.3 \times 255 \times 0.014 \times 1000 = 1071 \text{ kN}$.

Por lo tanto, adopte una carga permisible de 750 kN.

Ejemplo 7.6

Se debe instalar un pilote perforado y colado en sitio de 900 mm a través de suelos superficiales dentro de esquistos de arcilla débiles con juntas cerradas. Los exámenes y pruebas de núcleos de la roca mostraron un valor RQD de 30 % y una fuerza de compresión uniaxial promedio de 4 MN/m². Determine la profundidad requerida de la boquilla de la roca para una carga permisible del pilote igual a la carga máxima permisible en el concreto del fuste del pilote.

Para una fuerza de compresión del cubo de 25 N/mm², carga permisible en el fuste del pilote = $0.25 \times 25 \times \pi/4 \times 0.9^2 = 4.0$ MN.

Para un factor de seguridad de 2.5, la carga final requerida = 10 MN.

Se toma un valor conservador del factor de capacidad de carga de 2.5 para cubrir las dificultades de limpieza e inspección.

Resistencia total última de la base = $2.5 \times 4 \times \pi/4 \times 0.9^2 = 6.4$ MN.

Por lo tanto, fricción superficial última requerida = $10.0 - 6.4 = 3.6$ MN. De la figura 7.15, para $q_{uc} = 4$ MN/m². De Williams y Pells α es 0.2. De la tabla 2.7 para RQD de 30 %, el factor de masa es 0.2; de la figura 7.16, el factor β de corrección es 0.64. Por lo tanto, la fricción superficial última de la boquilla de la roca = $0.2 \times 0.65 \times 4 = 0.52$ MN/m². (Revisando la curva de Horvath en la figura 7.15, para $q_{uc} = 4$, α es 0.14.) Si se toma un valor más bajo, el largo requerido de la boquilla de la roca = $3.6/0.52 = 6.9$ m, es decir 7 m.

Ejemplo 7.7

Se utilizan pilotes de concreto precolado de 350 mm de sección cuadrada, hundidos a una penetración de 5 m bajo el nivel del terreno como anclas de pilotes verticales centrales del rey, para sostener un muro de contención donde 2 m de limo arcilloso blando están sobre arcilla rígida sobreconsolidada. El nivel freático se encuentra en la base del limo arcilloso. Calcule la carga permisible que se puede aplicar a la cabeza libre del pilote y la deflexión en esta carga.

La proporción de largo enterrado con ancho es de 5/0.35 = 14. Ésta es mayor al límite superior de 12 en el cual el pilote ya no se comporta como una unidad corta rígida. Sin embargo, el método Brinch Hansen es conveniente y aplicable a suelos estratificados.

Por las condiciones de carga sostenida, es necesario utilizar parámetros de fuerza cortante efectiva que se pueden tomar como sigue:

Para limo arcilloso suave, $c' = 0$, $\phi' = 20^\circ$;

Para arcilla rígida, $c' = 10$ kN/m², $\phi = 25^\circ$.

El largo enterrado del pilote se divide en cinco elementos de 1 m de profundidad. De la figura 7.33, los coeficientes K_c y K_q y los valores de resistencia pasiva por metro de ancho del pilote se tabulan a continuación:

Los valores tabulados de resistencia pasiva se trazan en la figura 7.54. Considere un centro de rotación X a 4.0 bajo el nivel del terreno. Tome momentos cercanos del punto de aplicación de la carga (a nivel del suelo),

z (m)	Para K_c Para K_q	0	1	2 (suave) 2 (suave)	0 (rígido) 2 (rígido)	1	2	3
z/B	Para K_c Para K_q	0	2.9	5.7	0	2.9	5.7	8.6
		0	2.9	5.7	5.7	8.6	11.4	14.3
K_c		—	—	—	0	20	25	30
$c'K_c$		0	0	0	0	200	250	300
K_q		2.5	3.5	4	7	7.5	8	9
ρ_0 (kN/m ²)		0	16.7	33.3	33.3	44.1	54.9	65.7
$\rho_0 K_q$		0	58.5	133.2	233.1	330.7	439.2	591.3
$c'K_c + \rho_0 K_q$ (kN/m ²)		0	58.5	133.2	233.1	530.7	689.2	891.3

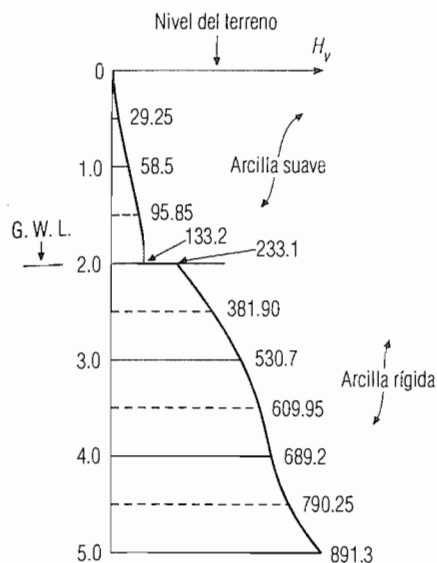


Figura 7.54

$$M = 29.25 \times 1 \times 0.5 + 95.85 \times 1 \times 1.5 + 381.90 \times 1 \times 2.5 + 609.95 \times 1 \times 3.5 - 790.25 \times 1 \times 4.5 = -308.10 \text{ kN m}$$

Si se toman como segunda prueba al centro de rotación a 4.1 m bajo el nivel del suelo $M = +324.8 \text{ kN m}$.

Por lo tanto, el centro de rotación real se puede tomar como 4.05 m bajo el nivel del terreno. Tomando momentos cerca del centro de rotación,

$$H_u \times 4.05 = 29.25 \times 1 \times 3.55 + 95.85 \times 1 \times 2.55 + 381.9 \times 1 \times 1.55 + 609.95 \times 1 \times 0.55 + 790.25 \times 1 \times 0.45 = 1631.3 \text{ kN}$$

dando $H_u = 402.8 \text{ kN}$, lo cual, para un pilote de 350 mm se convierte en $402.8 \times 0.35 = 141.0 \text{ kN}$. Esta es una cifra grande para un pilote de concreto de 350 mm, y H_u estará gobernada por el momento último de resistencia del pilote. Para una barra de acero dúctil de 32 mm en cada una de las esquinas del pilote, 50 mm de cubierta para una conexión de acero de 8 mm, el concreto con una fuerza característica de 25 N/mm^2 y el acero con una fuerza de fluencia de 410 N/mm^2 , la referencia al cuadro 22 de CP 110 (Parte 2) da un momento de resistencia último de $125 \times 10^6 \text{ N mm}$.

Si se toma como referencia un punto de cortante cero a 2.8 m bajo el nivel del terreno y resolviendo las fuerzas horizontales sobre este punto,

$$402.8 - (29.25 + 95.85 + 0.8 \times 352.1) = -4 \text{ kN}$$

Esto está lo suficientemente cerca a cero para dar el punto de cortante cero y, por lo tanto, el punto de momento flexionante máximo. Igualando el momento flexionante máximo con el momento de resistencia último del pilote,

$$H_u \times 1000 \times 2.8 \times 1000 = 125 \times 10^6$$

por lo tanto

$$H_u = 125/2.8 = 44.6 \text{ kN}$$

Para un factor de seguridad de 1.6,

$$\text{Carga horizontal del diseño en la cabeza del pilote} = 44.6/1.6 = 28 \text{ kN}$$

El módulo de elasticidad del pilote es $26 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$. Por lo tanto, de la ecuación 7.25

Deflexión de la cabeza del pilote libre

$$\begin{aligned} &= \frac{28(0 + 2.8)^3}{3 \times 26 \times 10^6 \times 0.35^4/12} \\ &= 0.006 \text{ m} = \underline{\underline{6 \text{ mm}}} \end{aligned}$$

Ejemplo 7.8

Se debe construir un edificio de varios pisos sobre arcilla fisurada rígida a muy rígida. La relación fuerza cortante-profundidad para la profundidad total de la arcilla se puede tomar como igual a la mostrada en la figura 7.53, considerando que la curva de fuerza cortante promedio para la arcilla rígida a muy rígida se extiende hasta el nivel del terreno. Los cálculos de asentamiento para el grupo de pilotes completo bajo el edificio muestra que los pilotes se deben llevar a una profundidad de por lo menos 15 m bajo el nivel del suelo para mantener los asentamientos de consolidación dentro de los límites tolerables. Determine las dimensiones requeridas de un pilote de gran diámetro perforado y colado in situ para sostener una carga de columna de 2500 kN y realice la estimación preliminar del asentamiento elástico en la carga de trabajo.

Si se toma un factor global de carga de 2, entonces la carga final requerida del pilote es 5000 kN. Como primera prueba tome un diámetro del pilote de 1.0 m y uno de su base de 1.8 m. Ya que los pilotes están ensanchados en el

fondo, el factor de adherencia no debe exceder 0.3. También debemos descontar 3 m del largo total del pilote para permitir una posible pérdida de adhesión sobre el largo ensanchado al fondo y para dos diámetros del fuste del pilote por encima.

$$\begin{aligned}\text{Carga última del fuste del pilote} \\ &= 0.3 \times 112 \times 12 \times \pi \times 1.0 \\ &= 1267 \text{ kN}\end{aligned}$$

La fuerza de cortante fisurada a 15 m de profundidad es de 162 kN/m².

$$\begin{aligned}\text{La resistencia última de la base} &= 9 \times 162 \times \frac{\pi}{4} \times 1.8^2 \\ &= 3710 \text{ kN}\end{aligned}$$

Por lo tanto,

$$\text{La resistencia total del pilote} = 1267 + 3710 = 4977 \text{ kN}.$$

Esto casi satisface el criterio de un factor global de carga de 2 y satisface el criterio de Burland, Butler y Dunican de que una carga de trabajo debe ser menor a la carga última del fuste del pilote + 1/3 de la carga última de la base, que en este caso es igual a 1267 + 1240 = 2507 kN.

En la carga de trabajo, la carga en la base del pilote es 2500 - 1267 = 1233 kN. Por lo tanto, la presión en la base de 1.8 m de diámetro es 484 kN/m². De la ecuación 7.14, una estimación preliminar del asentamiento inmediato (elástico) es

$$\begin{aligned}\rho_i &= 0.02 \times 1.8 \times 1000 \times \frac{484}{9 \times 162} \\ &= 12 \text{ mm}\end{aligned}$$

Esto está bien dentro de los límites aceptables, y con esta evidencia no será necesario realizar pruebas de esfuerzo de la placa en las perforaciones de pilotes para obtener una estimación más cercana de los asentamientos.

Ejemplo 7.9

Se requieren pilotes perforados para sostener un pie de muro que soporte una carga uniformemente distribuida de 160 kN/m. Las condiciones del suelo bajo el nivel del terreno consisten de 3.7 m de relleno de ceniza suelta recientemente

colocada sobre arena angular medianamente densa bien graduada ($N = 25$ golpes por 0.3 m). La densidad del relleno de ceniza es de 1.1 Mg/m³. No se encontró nivel de agua en perforaciones de 20 m de profundidad. Diseñe cimentaciones de pilote adecuadas.

Es razonable colocar los pilotes en pares, cada pareja en centros de 3 m, dando una carga de trabajo en cada pilote de 240 kN.

Los pilotes están demasiado espaciados para poder actuar como grupo, así que sólo es necesario considerar la capacidad de soporte para un solo pilote. Ya que el relleno de ceniza es suelto y tiende a consolidarse bajo su propio peso, esto ocasionará un arrastre hacia abajo en el cuerpo del pilote.

De la ecuación 7.3, la fricción superficial unitaria justo debajo de la parte superior del estrato arenoso a 3.7 m de profundidad se obtiene con

$$\overline{K_s} \gamma d \tan \delta.$$

Ya que la remoción del tubo del pilote tenderá a aflojar la arena, se debe considerar la tabla 7.1, para condiciones de aflojamiento,

$$\overline{K_s} = 1, \quad \phi = 33^\circ, \quad \delta = 0.75 \times 33^\circ = 24.75^\circ.$$

Por lo tanto, la fricción superficial unitaria en la base del relleno se obtiene con

$$1 \times 1.1 \times 9.807 \times 3.7 \times \tan 24.75^\circ = 18.4 \text{ kN/m}^2$$

si se asume que los pilotes tienen 9 m de largo,

La fricción superficial unitaria en la punta de los pilotes

$$\begin{aligned}&= 1 \times (1.1 \times 3.7 + 1.9 \times 5.3) \times 9.807 \times \tan 24.75^\circ \\ &= 63.9 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

si se considera que se requerirá de pilotes de 350 mm de diámetro,

La fricción superficial total en arena

$$\begin{aligned}&= \frac{(18.4 + 63.9)}{2} \times 5.3 \times \pi \times 0.35 \\ &= 240 \text{ kN}\end{aligned}$$

se debe tomar en cuenta que la perforación aflojará la arena alrededor de la punta del pilote, dando ϕ digamos de 33°,

para lo cual $N_q = 35$ (de la curva para $D/B = 20$ en la figura 7.4). Por lo tanto, de la ecuación 7.4,

La resistencia total del pilote de 350 mm

$$\begin{aligned} &= \frac{\pi \times 0.35^2}{4} (1.1 \times 3.7 + 1.9 \times 5.3) \times 9.807 \times 35 + 240 \\ &= 467 + 240 \\ &= 707 \text{ kN.} \end{aligned}$$

Ya que el relleno se colocó recientemente, todavía seguirá asentándose bajo su propio peso en el momento en que los pilotes requieran soportar la carga del muro. Por lo tanto, se debe agregar fricción superficial negativa a las cargas del pilote. Debido a que la arena bajo la punta del pilote es relativamente incompresible al relleno (esto es, considerando que la instalación del pilote no ha aflojado demasiado el suelo bajo el talud), la distribución de la fricción superficial negativa en el cuerpo del pilote será aproximadamente la misma que muestra la figura 7.17c. El valor pico de la fricción superficial en la base del relleno será aproximadamente igual a la de la arena en este nivel.

Por lo tanto, aceptando con la figura 7.17c que la fricción superficial negativa actúa sobre los 3.3 m superiores del cuerpo del pilote sólo entonces a 3.3 m la fricción superficial será $= (3.3/3.7) \times 18.4 = 16.4 \text{ kN/m}^2$ y el nivel del terreno será cero. La fricción superficial total negativa en los 3.3 m superiores de la columna se obtiene con

$$\frac{(0 + 16.4)}{2} \times \pi \times 0.35 \times 3.3 = 30 \text{ kN.}$$

$$\text{Factor de seguridad en el pilote} = \frac{707}{240 + 30} = 2.6$$

Esto está justo por encima del factor de seguridad deseable de 2.5.

Por lo tanto, podemos sostener los muros en pares de pilotes de 350 mm a centros de 3 m. Los pilotes pueden estar espaciados a dos diámetros centro con centro, esto es, a centros de 700 mm, requiriendo un larguero de 1360 por 660 por 500 mm de profundidad.

Ejemplo 7.10

Se requieren pilotes perforados para soportar la cimentación de una casa en un sitio en que la arcilla rígida fisurada

está afectada por movimientos temporales de dilatación y contracción a una profundidad de 1.5 m bajo el nivel del terreno. La distribución de los muros requiere un espaciamiento de pilotes de 1.5 m en centros cuando la carga de trabajo en un solo pilote bajo el muro no excederá los 65 kN. Bajo la corteza erosionada, la fuerza cortante de la arcilla rígida se incrementa de 50 kN/m^2 a 1.5 m a 200 kN/m^2 a 10 m (cifras promedio). Determine el diámetro y la profundidad de penetración requeridas en los pilotes.

Sería deseable mantener el largo de los pilotes dentro del rango de profundidad de un taladro mecánico ligero, es decir, no deben tener más de 6 m de largo. La adhesión en los 1.5 m superiores al nivel del terreno se deben ignorar, ya que la contracción del suelo puede ocasionar que toda la adherencia se pierda. Debido a que los pilotes son relativamente cortos y están dentro de la zona erosionada desecada, sería recomendable tomar sólo una fuerza cortante promedio $\times 0.3$ para la adherencia.

Para un pilote de 350 mm de 4.5 m de largo,

$$\text{Fuerza cortante a 4.5 m de profundidad} = 103 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Fuerza cortante promedio} = \frac{50 + 103}{2} = 76.5 \text{ kN/m}^2,$$

$$\begin{aligned} \text{Adhesión total} &= 0.3 \times 76.5 \times \pi \times 0.35 \times 3 \\ &= 76 \text{ kN,} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia última total} &= 9 \times 103 \times \frac{\pi}{4} \times 0.35^2 \\ &= 89 \text{ kN,} \end{aligned}$$

$$\text{Resistencia total del pilote} = 165 \text{ kN,}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{165}{65} = 2.5,$$

lo cual es satisfactorio. El factor de seguridad real puede ser un poco más bajo que éste, ya que para el cálculo de la resistencia última se toma un factor de capacidad de carga de 9 en la fuerza cortante *promedio*. Estrictamente, este factor se debe utilizar únicamente en la condición agrietada.

Ejemplo 7.11

Una estructura con peso de 30 000 kN (incluyendo la losa de la base) tiene dimensiones de base de 10 m cuadrados. Será construida en un sitio en que las perforaciones muestran arcilla firme intacta (cohesión promedio a 1.5 m bajo el nivel del

terreno = 40 kN/m²) incrementando progresivamente su fuerza cortante a 240 kN/m² a una profundidad de 30 m. Diseñe cimentaciones apropiadas.

De la figura 2.18, la capacidad de carga final de la arcilla firme para una cimentación de 10 m cuadrados, por ejemplo, por 1.25 m de profundidad es de $6.2 \times 40 = 248$ kN/m². Ésta es menor a la presión de carga de $30\,000 / (10 \times 10) = 300$ kN/m². Desde el aspecto estructural, resultaría costoso incrementar el tamaño de la cimentación, y sería necesario llevar la cimentación a una profundidad cercana a 15 m antes de obtener un factor de seguridad de 3 para una cimentación de 10 m cuadrados. Claramente es necesario considerar una cimentación de pilotes. Al adoptar pilotes espaciados a centros de 1.2 m como primera estimación, se puede obtener un grupo de ocho pilotes cuadrados; es decir, un total de 64 pilotes, lo cual daría una carga de trabajo de 469 kN por pilote. Sería deseable utilizar pilotes hincados y colados en sitio con un extremo agrandado para tomar ventaja de su resistencia última, ya que no existe un estrato realmente bueno de roca o grava densa dentro de una profundidad de hundimiento económica.

Considere un diámetro del cuerpo del pilote de 450 mm y un extremo agrandado de 750 mm de diámetro.

Resistencia última de pilotes de 18 m de largo

$$= 9 \times 160 \times \frac{\pi}{4} \times 0.75^2 \\ = 636 \text{ kN}$$

El larguero sería como de 1.25 m de espesor, con un largo sobre el extremo agrandado de

$$18 - (1.25 + 0.75) = 16 \text{ m}$$

La fuerza cortante promedio a lo largo del cuerpo del pilote es de 92 kN/m². No conocemos la relación entre la fuerza cortante y la fricción superficial para pilotes hincados y colados en sitio, pero con toda seguridad no será menor a la de pilotes perforados, para los cuales la fricción superficial es = $0.45 \times 92 = 41.4$ kN/m². Por lo tanto,

la fricción superficial total en el fuste del pilote

$$= \pi \times 0.45 \times 16 \times 41.4 = 936 \text{ kN}$$

la capacidad última total de soporte de un solo pilote

$$= 636 + 936 = 1572 \text{ kN}$$

$$\text{factor de seguridad} = \frac{1572}{469} = 3.35$$

Esto es algo más alto de lo requerido para pilotes solos, aunque se debe considerar el efecto de grupo. Una vez colocados los pilotes a un espaciamiento mayor a 2 1/4 diámetros, la falla de bloques no ocurrirá.

Sería recomendable revisar el asentamiento del grupo de pilotes mediante el método aproximado. Desde el aspecto de asentamiento, el grupo se comportará como una virtual cimentación de losa a una profundidad de $2/3 \times 16.75 = 11.2$ m bajo el lado interior del larguero. Al permitir una distribución de la carga de 1 en 4, la virtual cimentación basada en losa es de 14 m cuadrados. De la tabla 2.6, el m_v para la arcilla muy rígida bajo el nivel de base del pilote será de 0.05 m²/MN aproximadamente. Así, de la ecuación 2.49,

El asentamiento

$$= 0.05 \times 0.55 \times \frac{30}{14 \times 14} \times 1.5 \times 14 \times 1000 \\ = 88 \text{ mm}$$

Si no se desean los asentamientos de esta magnitud, sería aconsejable realizar un análisis de asentamientos más detallado, ya que el método aproximado proporciona únicamente una indicación muy burda.

Se debe considerar la alternativa de pilotes perforados ensanchados en el fondo, de gran diámetro, para esta estructura. Si se toman tres filas de tres pilotes a, digamos, centros de 4.5 m en ambas direcciones, la carga de trabajo en cada pilote será de $30\,000/9 = 3333$ kN.

Tome un diámetro de fuste de 1.2 m a, por ejemplo, un ensanchamiento de 3 m de diámetro de base a una profundidad de 15 m bajo el nivel del terreno.

Fuerza cortante de la arcilla a 15 m = 135 kN/m²

Resistencia última de la base de los pilotes

$$= 9 \times 135 \times \frac{\pi}{4} \times 3^2 \\ = 8588 \text{ kN}$$

Al considerar la adhesión del fuste de los pilotes, se debe ignorar cualquier adherencia por encima de la porción de inclinación, esto es, para una profundidad de 1.8 m a una inclinación 2:1, y para una distancia del cuerpo del pilote por lo menos igual al doble del diámetro del mismo. Por lo tanto,

sólo se debe considerar una adhesión del cuerpo del pilote sobre una longitud igual a

$$15 - (1.8 + 2.4 + 1.25) = 9.55 \text{ m}$$

$$\text{La fuerza cortante promedio a lo largo del cuerpo del pilote} = 78 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Adhesión unitaria en el fuste del pilote} = 0.30 \times 78 = 23.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Adhesión total} = 23.4 \times \pi \times 1.2 \times 9.55 = 842 \text{ kN}$$

$$\text{La resistencia última total del pilote} = 8589 + 842 = 9431 \text{ kN}$$

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{9431}{3333} = 2.8$$

lo cual es satisfactorio. Lo mismo el criterio de que la carga de trabajo no debe ser mayor a la carga última del cuerpo del pilote + 1/3 de la carga final de su base.

Ejemplo 7.12

Una columna de puente que impone una carga total de 22 000 kN tiene dimensiones de plano a nivel del terreno de 18 m por 4.5 m. Está situada en 7.5 m de relleno de arena suelta recientemente colocada ($N = 9$ golpes por 0.3 m) sobre 4.5 m de arcilla suave turbosa ($c = 24 \text{ kN/m}^2$) seguido de arcilla rígida ($c = 60 \text{ kN/m}^2$ a 12 m bajo el nivel del terreno incrementándose a 300 kN/m^2 a 25 m bajo el nivel del terreno). El nivel freático se encuentra a 0.6 m bajo este nivel.

Este es, evidentemente, un caso para pilotes, pero debido a la tierra "exprimible" de 7.5 a 12 m bajo el nivel del terreno y a la arena suelta con carga de agua que se encuentra encima, no es un caso claro para pilotes de tipo *in situ*. La arcilla bajo 12 m no es particularmente rígida; por lo tanto, sería deseable utilizar un pilote de diámetro relativamente grande para obtener lo máximo del suelo en resistencia última y adhesión. Un pilote West Shell de 508 mm de diámetro tiene una carga de trabajo nominal de 800 a 1000 kN. Se puede espaciar los pilotes a $\pi \times 0.51 = 1.6 \text{ m}$ centro con centro en ambas direcciones, lo que permite un total de $13 \times 4 = 52$ pilotes bajo la base de 18 por 4.5 m. El larguero será de 20 por 5.8 por 1.2 m

de grosor. Sería deseable evitar la excavación bajo el nivel freático, así que se debe permitir al larguero proyectarse 0.6 m sobre el nivel del terreno y se debe agregar el peso del larguero a la carga de trabajo en los pilotes.

Cálculo de la carga estructural total en los pilotes:

$$\text{Carga de trabajo de la columna del puente} = \frac{22\,000}{52} = 423 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga del larguero} &= \frac{20 \times 5.8 \times 1.2 \times 2.4 \times 9.807}{52} \\ &= 63 \text{ kN por pilote} \end{aligned}$$

Peso del suelo desplazado por el larguero

$$\begin{aligned} &= \frac{20 \times 5.8 \times 0.6 \times 1.6 \times 9.807}{52} \\ &= 21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga de trabajo neta en el extremo superior del cuerpo del pilote} &= 423 + (63 - 21) \\ &= 465 \text{ kN} \end{aligned}$$

A pesar de que el relleno de arena ha sido recientemente colocado, ya se habrá consolidado bajo su propio peso, pero causará consolidación en la arcilla blanda turbosa que se encuentra debajo. Por lo tanto, habrá fricción superficial negativa tanto en el relleno de arena como en la arcilla blanda. Debido a que la compresión de la arcilla blanda es grande en relación con el rendimiento de la base del pilar, la fricción superficial negativa de la arena actuará sobre la profundidad total de la capa, y será lo suficientemente precisa para asumir que actúa sobre la profundidad completa de la capa de arcilla suave también. Por lo tanto, se debe agregar el peso total de estas dos capas, incluido dentro del perímetro del grupo de pilotes.

El peso bruto del suelo contenido en el grupo de pilotes se obtiene con

$$19.71 \times 5.21 \times 9.807 (6.9 \times 0.65 + 4.5 \times 0.5) = 6783 \text{ kN}$$

y el peso del suelo desplazado por los pilotes en el grupo es

$$52 \times \frac{\pi}{4} \times 0.508^2 \times 9.807 (6.9 \times 0.65 + 4.5 \times 0.5) = 696 \text{ kN}$$

Por lo tanto, al deducir el peso del suelo desplazado por el peso bruto del suelo,

Peso neto que causa el arrastre hacia abajo = $\frac{6087 \text{ kN}}{}$
 Peso del cuerpo del pilote en el relleno y la arcilla = 54 kN
 Por lo tanto,

$$\begin{aligned} \text{La carga total en el grupo de pilotes} \\ &= 52 \times (465 + 54) + 6087 \\ &= \underline{\underline{33\,075 \text{ kN}}} \end{aligned}$$

De la ecuación 7.21b, la carga de arrastre hacia abajo no excederá

$$\begin{aligned} Q_2 &= 52 \times 465 + 52 \times \pi \times 0.508 \times (6.9 \times 10 + 4.5 \times 24) \\ &= 38\,869 \text{ kN más el peso de los pilotes.} \end{aligned}$$

Carga total en el cuerpo del pilote en la superficie del estrato de arcilla rígido se obtiene con

$$\frac{33\,075}{52} = 636 \text{ kN}$$

Calcule la capacidad última de soporte de un pilote de 508 mm hundido a 20 m bajo el nivel del terreno, o sea, a una penetración de 8 m en la arcilla rígida:

$$\begin{aligned} \text{la fuerza cortante a 20 m bajo el nivel del terreno} \\ &= 208 \text{ Kn/m}^2 \end{aligned}$$

la fuerza cortante promedio a lo largo del cuerpo del pilote

$$\begin{aligned} &= \frac{60 + 208}{2} \\ &= 134 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{La resistencia última del pilote} &= 9 \times 208 \times \frac{\pi}{4} \times 0.5082 \\ &= 379 \text{ kN} \end{aligned}$$

De la figura 7.9, la fricción superficial del cuerpo del pilote para c de 134 kN/m^2 y $L/B = 20$ y sobrecarga (*overburden*) de la arcilla suave = $0.65 \times 134 = 87 \text{ kN/m}^2$.

Fricción superficial total del fuste del pilote

$$= \pi \times 0.508 \times 8 \times 87 = 1111 \text{ kN}$$

La capacidad última de soporte del pilote

$$= 379 + 1111 = 1490 \text{ kN}$$

$$\text{factor de seguridad en la carga estructural} = \frac{1490}{465} = \underline{\underline{3.2}}$$

$$\text{factor de seguridad en la carga total} = \frac{1490 \times 52}{33\,075} = \underline{\underline{2.3}}$$

Los factores de seguridad anteriores deben ser satisfactorios, ya que el grupo de pilotes es relativamente estrecho y la fuerza cortante del suelo se incrementa rápidamente bajo la base de los pilotes; por lo tanto, el asentamiento del grupo debe ser pequeño.

Sin embargo, se debe considerar la posibilidad de falla de bloque del grupo. Se considera la capacidad última de soporte del grupo de pilotes como una cimentación en bloque, y se obtiene con la ecuación 7.18, llamada

$$\begin{aligned} Q_u &= 2D(B + L)\bar{c} + 1.3cN_c \times B \times L \\ &= 2 \times 8(19.71 + 5.21) \times 134 + 1.3 \times 208 \\ &\quad \times 9 \times 19.71 \times 5.21 \\ &= 303 \text{ MN aproximados.} \end{aligned}$$

Factores de seguridad contra la falla de bloque = $303/33 = 9.2$, lo cual es ampliamente seguro.

Ejemplo 7.13

El caballete con pilotes mostrado en la figura 7.55 consiste de cuatro pilotes verticales montados por un larguero de 1.200 m de grosor. Éste soporta una carga horizontal aplicada a la superficie del mismo de 400 kN. Determine las cargas en los pilotes.

Para un larguero de 4.00 m cuadrados,

$$\begin{aligned} \text{Peso del larguero} &= 4 \times 4 \times 1.2 \times 9.807 \times 2.4 \\ &= 452 \text{ kN} \end{aligned}$$

La resultante de la carga vertical del remate y de la carga horizontal corta el lado interior del larguero en un punto de 1.06 m del centro del remate. De la ecuación 7.30,

La componente vertical de carga en los pilotes

$$\begin{aligned} &= \frac{452}{4} + \frac{452 \times 1.06 \times 1.4}{4 \times 1.4^2} \\ &= 198 \text{ kN máximo y } 28 \text{ kN mínimo.} \end{aligned}$$

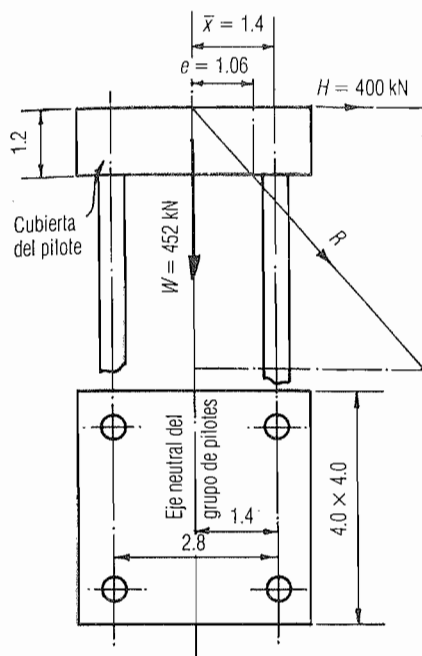


Figura 7.55

Cualquier tendencia al levantamiento será contrarrestado por el peso del pilote y por la fricción superficial del suelo.

Ejemplo 7.14

Se hinca un pilote de acero para rompeolas de sección tubular hueca a través de 5.500 m de limo blando hasta roca dura, fisurada y rota, y soporta una carga de levantamiento de 250 kN. Diseñe un anclaje adecuado.

No se puede obtener ninguna resistencia al levantamiento del limo blando; por lo tanto, se debe proporcionar un anclaje adecuado a la roca. Ya que el pilote es una sección hueca, se perfora en la roca a través del fondo del pilote y se coloca una varilla de acero de anclaje en la roca cubierta con lechada. La varilla debe ser corrugada. De esta forma,

Área transversal requerida de la varilla para un esfuerzo del lado de seguridad de 125 kN/m²

$$= \frac{250 \times 1000}{125} = 2000 \text{ mm}^2$$

Por lo tanto, una barra de 50 mm de diámetro sería satisfactoria. (Área = 1963 mm².)

Para permitir esfuerzo de unión acero-con-lechada de 0.7 N/mm²,

Largo de unión requerido

$$= \frac{250 \times 1000}{\pi \times 50 \times 0.7 \times 1000} = 2.27 \text{ m.}$$

El conjunto lechada-con-roca no requerirá de una mayor longitud de ligado.

Ya que la roca está fisurada y rota, es posible que ocurra una falla por el levantamiento de un cono invertido de roca con un ángulo medio de, por ejemplo, 30°. Al tomar la densidad sumergida de la roca como 1.60 Mg/m³, un cono de 3.90 m de profundidad tiene un peso de 258 kN. Esto nos da un factor de seguridad mayor que el de levantamiento.

Por lo tanto, la longitud requerida para la varilla está gobernada por la profundidad de 3.90 m requerida para prevenir el levantamiento de la roca.

Si la longitud de la varilla soportada dentro del pilote se coloca en concreto con una fuerza cúbica de trabajo de 20 N/mm², la cláusula 303 (e) del CP 114 da

$$\begin{aligned} \text{Longitud requerida} &= \frac{\text{Diámetro de la barra} \times \text{esfuerzo de tensión en la barra}}{4 \times \text{esfuerzo promedio permisible de unión}} \\ &= \frac{50 \times 125}{4 \times 0.80 \times 1000} \\ &= 1.953 \text{ m, es decir, 2.000 m.} \end{aligned}$$

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 7.1 Broms, B., "Methods of calculating the ultimate bearing capacity of piles, a summary", en *Sols-Soils*, **5** (18-19), 1966, pp. 21-31.
- 7.2 Vesic, A. S., "Tests on instrumented piles", Ogeechee River Site, en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **96** (SM-2), 1970, pp. 561-584.
- 7.3 Nordlund, R. L., "Bearing capacity of piles in cohesionless soils", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **89** (SM-3), 1963, pp. 1-35.
- 7.4 Vesic, A. S., "Investigations of bearing capacity of piles in sand", en *Duke University Soil Mechanics Laboratory Publication No. 3*, 1964.
- 7.5 Berezantsev, V. G., "Load-bearing capacity and deformation of piled foundations", en *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 2, París, 1961, pp. 11-12.

- 7.6 Van der Veen, C., "The bearing capacity of a pile predetermined by a cone penetration test", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 2, Londres, 1957, pp. 72-75.
- 7.7 Meyerhof, G. G., "Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **82**, (SM-1), 866-1-19, 1956.
- 7.8 De Beer, E., "The influence of the transverse dimensions of a pile on the point resistance", en *De Ingenieur*, núms. 3 y 5, 1965; *Bouw en Waterbouwkunde*, núms. 1 y 2, 1965.
- 7.9 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1967.
- 7.10 Feld, J., "Discussion on session 6", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 3, Londres, 1957, p. 181.
- 7.11 Fleming, W. G. K., y Z. J. Sliwinski, "The use and influence of bentonita in bored pile construction", en *Construction Industry Research and Information Association Report*, núm. PDP2, 1977.
- 7.12 Vesic, A. S., "Design of pile foundations", en *Transportation Research Board Publication*, núm. 42, 1977.
- 7.13 Tomlinson, M. J., "The adhesion of piles in stiff clay", en *Construction Industry Research and Information Association Research Report*, núm. 26, 1970.
- 7.14 Burland, J. B., "Shaft friction of piles in clay-a simple fundamental approach", en *Ground Engineering*, **6**(3), 30, 32, 37, 38, 41, 42, 1973.
- 7.15 Meyerhof, G. G. y L. J. Murdock, "An investigation of the bearing capacity of some bored and driven piles in London clay", en *Géotechnique*, **3**, 1953, pp. 267-282.
- 7.16 Ballisager, C. C., "Bearing capacity of piles in Aarhus Septarian Clay", en *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, núm. 7, 1959, pp. 153-173.
- 7.17 Randolph, M. F. y C. P. Wroth, "Recent developments in understandings the axial capacity of piles in clay", en *Ground Engineering*, **15**(7), 1982, pp. 17-25.
- 7.18 Semple, R. M. y W. J. Rigden, "Shaft capacity of driven pipe piles in clay", en *Proceedings of Symposium on analysis and design of pile foundations*, American Society of Civil Engineers National Convention, San Francisco, 1984, pp. 59-79.
- 7.19 Skempton, A. W., "Cast-in-situ bored piles in London Clay", en *Géotechnique*, **9**, 1959, pp. 153-173.
- 7.20 Weltman, A. J. y Healy, P. R., "Piling in boulder clay and other glacial tills", en *Construction Industry Research and Information Association*, Report PG5, 1978.
- 7.21 Burland, J. B., F. G. Butler y P. Dunican, "The behaviour and design of large diameter bored piles in stiff clay", en *Proceedings of the Symposium on Large Bored Piles*, Institution of Civil Engineers, Reinforced Concrete Association, Londres, 1966, pp. 51-71.
- 7.22 Meyerhof, G. G., "Bearing capacity and settlement of piled foundations", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, GT3, 1976, pp. 197-228.
- 7.23 Pells, P. J. N. y R. M. Turner, "End bearing on rock with particular reference to sandstone", en *Proceedings of the International Conference on Structural Foundations on Rock*, Sydney, Balkema, Rotterdam, **1**, 1980, pp. 181-190.
- 7.24 Varios autores, *Proceedings of the Symposium on Piles in Weak Rock*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1977.
- 7.25 Hobbs, N. B. y P. R. Healy, "Piling in Chalk", en *Construction Industry Research and Information Association*, Report PG6, 1979.
- 7.26 Rosenberg, P. y N. L. Journeaux, "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design", en *Canadian Geotechnical Journal*, **13**, 1976, pp. 324-333.
- 7.27 Horvath, R. G., "Field load test data on concrete to rock bond strength", en *University of Toronto, Publication num. 78-07*, 1978.
- 7.28 Williams, A. F. y P. J. N. Pells, "Side resistance rock sockets in sandstone, mudstone and shale", en *Canadian Geotechnical Journal*, **18**, 1981, pp. 502-513.
- 7.29 Horn, H. M. y T. W. Lambe, "Settlement of buildings on the MIT campus", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **90** (SM-5), 1964, pp. 181-195.
- 7.30 Skempton, A. W., A. A. Yassin y R. E. Gibson, "Théorie de la force portante des pieux dans le sable", en *Annales de l'Institut Technique Bâtiment*, **6**, 1953, pp. 285-290.
- 7.31 Zeevaert, L., "Compensated friction pile foundation to reduce settlement of building on the highly compressible volcanic clay of Mexico City", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 2, Londres, 1957, pp. 81-86.
- 7.32 Meyerhof, G. G. y J. I. Adams, "The ultimate uplift capacity of foundations", en *Canadian Geotechnical Journal*, **5**, 1968, pp. 225-244.
- 7.33 Brinch Hansen, J., "The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces", en *Danish Geotechnical Institute Bulletin*, núm. 12, 1961, pp. 5-9.
- 7.34 Reese, L. C. y H. Matlock, "Numerical analysis of laterally loaded piles", en *Proceedings of the Second Conference on Electric Computation*, American Society of Civil Engineers, Pittsburgh, 1960.
- 7.35 Matlock, H. y T. A. Haliburton, "BMCOL-28 - a program for numerical analysis of beam columns on non-linear supports", en *Report to the Shell Group*, Austin, Texas, 1964.
- 7.36 Haliburton, T. A., "Soil-structure interaction: numerical analysis of beam-columns", en *Oklahoma State University*, School of Civil Engineering, Publication 14, 1971.

- 7.37 "Recommended practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms", en *American Petroleum Institute*, Código RP2A, 15a. ed., Dallas, Texas, 1984.
- 7.38 Poulos, H. G., "Behaviour of laterally-loaded piles: single piles", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **97** (SM5), 1971, pp. 711-731.
- 7.39 Elson, W. K., "Design of laterally-loaded piles", en *Construction Industry Research and Information Association*, Report 103, 1984.
- 7.40 Randolph, M. E., "The response of flexible piles to lateral loading", en *Géotechnique*, **31**(2), 1981, pp. 247-259.
- 7.41 Poulos, H. G. y E. H. Davis, *Pile Foundation Analysis and Design*, Wiley, Nueva York, 1980.
- 7.42 Meyer, P. L., D. V. Holmquist y H. Matlock, "Computer predictions for axially-loaded piles with non-linear supports", en *Proceedings of the 7th Offshore Technology Conference*, Ponencia núm. 2186, Houston, Texas, 1975.
- 7.43 Vijayvergiya, V. N., "Load-movement characteristics of piles", en *Proceedings of the Ports '77 Conference*, Long Beach, California, 1977.
- 7.44 Toolan, F. E. y M. R. Horsnell, "Analysis of the load-deflection behaviour of offshore piles and pile groups", en *Proceedings of the Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1979, pp. 147-155.
- 7.45 Desai, C. S. y D. M. Holloway, "Load-deformation analysis of deep pile foundations", en *Proceedings of the Conference on the Application of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering*, U.S. Army Engineers, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1972.
- 7.46 Poulos, H. G., "Estimation of pile groups settlements", *Ground Engineering*, **10**(2), 1977, pp. 40-50.
- 7.47 Focht, J. A. y K. J. Koch, "Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups", en *Proceedings of the 5th Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, **2**, 1973, pp. 701-708.
- 7.48 Poulos, H. G., "Behaviour of laterally-loaded piles: II-piles groups", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **97** (SM5), 1971, pp. 733-751.
- 7.49 Sawko, F., "Simplified approach to the analysis of piling systems", en *The Structural Engineer*, **46**(3), 1968, pp. 83-86.
- 7.50 "PLATFORM - a program for the analysis of a three-dimensional group of end bearing piles supporting a rigid platform", en *Wimpey Group Manual*, 1969.
- 7.51 Bennerjee, P. K. y R. M. Driscoll, *Program for the analysis of pile groups of any geometry subjected to horizontal and vertical loads and moments*, HECB/B/7-PGROUP, Department of Transport, Londres, Highway Engineering Computer Branch, 1975.
- 7.52 Wood, L. A., "LAWPILE - a program for the analysis of laterally loaded pile groups, sheet piles, and diaphragm walls", en *Proceedings of the 1st. Conference on Engineering Software*, **1**(4), Southampton University, Inglaterra, 1979.
- 7.53 Poulos, H. G., "An approach for the analysis of offshore pile groups", en *Proceedings of the Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1979, pp. 119-126.
- 7.54 Randolph, M. E., "PIGLET - a computer program for the analysis and design of pile groups under general loading conditions", en *Research Report CUED/D, Soils TR91*, Universidad de Cambridge, 1983.
- 7.55 Frimann Clausen, C. J., P. M. Aas y E. Hasle, "SPLICE - a computer program for analysing structure-pile-soil interaction problems", en *Proceedings of the International Symposium on Offshore Engineering, Brasil Offshore '81*, Pentech Press, 1981.
- 7.56 Smith, E. A. L., "Pile driving analysis by the wave equation", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **86** (SM4), 1960, pp. 35-61.
- 7.57 Smith, I. M., *Programming the Finite Element Method with Applications to Geomechanics*, Wiley, 1982.
- 7.58 Goble, G. G. y F. Rausche, "Wave equation analysis of pile driving. - WEAP program", *U.S. Dept. of Transportation report*, FHWA-IP-4.2, 1976.
- 7.59 Heerema, E. P., "Relationships between wall friction, displacement velocity, and horizontal stress in clay and sand for pile driveability analysis", en *Ground Engineering*, **12**(1), 1979, pp. 55-65.
- 7.60 Heerema, E. P., "Dynamic point resistance in sand and in clay for pile driveability analysis", en *Ground Engineering*, **14**(6), 1981, pp. 30-46.
- 7.61 Litkouhi, S. y T. J. Poskitt, "Damping constants for pile driveability calculations", en *Géotechnique*, **30**(1) 1980, pp. 77-86.
- 7.62 Globe, G. G. y F. Rausche, "Pile driveability predictions by CAPWAP", en *Proceedings of the Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1979, pp. 29-36.
- 7.63 Mure, J. N., M. L. Kightley, C. J. Gravare, e I. Hermanson, "CAPWAP - an economic and comprehensive alternative to traditional methods of load testing of piles", en *Proceedings of the Conference on Piling and Ground Treatment*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1983, pp. 225-232.
- 7.64 Heerema, E. P. y A. de Jong, "An advanced wave equation computer program which simulates dynamic pile plugging through a coupled mass-spring system", en *Proceedings of*

- the Conference on Numerical Methods in Offshore Piling*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1979, pp. 37-42.
- 7.65 Stevens, R. S., E. A. Wiltse y T. H. Turton, "Calculating pile driveability for hard clay, very dense sand and rock", en *Proceedings of the 14th Offshore Technology Conference*, Ponencia núm. OTC4205, Houston, Texas, 1982.
- 7.66 Semple, R. M. y J. P. Gemeinhardt, "Stress history approach to analysis of soil resistance to pile driving", en *Proceedings of the 13th Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, 1983.

pproach
18", en
ference,

Capítulo

Cimentaciones con pilotes 2. Diseño estructural y métodos de construcción

8.1. CLASIFICACIÓN DE TIPOS DE PILOTE

En este capítulo se describirán los procedimientos estructurales y los métodos de construcción de pilotes. Se considerarán los siguientes tipos:

a) Pilotes hincados

Madera de construcción (secciones redondas o cuadradas)

De concreto precolado (secciones sólidas o huecas)

De concreto pretensado (secciones sólidas o huecas)

Con sección H de acero, caja y tubo

b) Pilotes hincados y colados en sitio

Tubo para hincado de acero removible, con un extremo cerrado y un punto desmontable

Cubiertas de acero hincadas con mandril o tubo de hincado removibles

Cubiertas de concreto precolado hincados con mandril removible.

c) Pilotes perforados

De perforación continua

De perforación con percusión de cable

Taladros

Ensanchados al fondo con gran diámetro

De tipos que incorporan unidades de concreto precolado

Con tubos perforados

Minipilotes

d) Pilotes compuestos

La lista anterior puede dejar perplejo, a primera vista, al ingeniero que debe tomar una decisión. Sin embargo, en la

práctica se observan tres factores principales: ubicación y tipo de la estructura, condiciones del suelo y durabilidad, que limitan la decisión a no más de uno o dos tipos básicos. La selección final se realiza entonces tomando en cuenta el costo global.

Al considerar el primer factor, *ubicación y tipo de la estructura*, los pilotes hincados o hincados y colados en sitio en que la cubierta permanece en la posición, son los más favorables para trabajos sobre agua, como los de rompeolas y muelles. Las estructuras en tierra presentan una amplia elección del tipo de pilote, siendo los del tipo hincados y colados en sitio los más económicos para cargas moderadas y condiciones de suelo sin estorbos. Sin embargo, la proximidad de edificios existentes muchas veces requerirá de la selección de un tipo que pueda ser instalado sin causar levantamientos o vibración en el suelo; o sea, alguna forma de pilotes perforado y colado en sitio. Los pilotes con gato hidráulico son adecuados para estructuras existentes apuntaladas en la base. Los pilotes perforados de gran diámetro son normalmente el tipo más económico para estructuras muy pesadas, en especial en suelos que se pueden perforar con taladros de poder.

Las *condiciones del suelo* influyen tanto para la elección del tipo de pilote como para la técnica de instalación de los pilotes. Por ejemplo, los pilotes hincados no se pueden utilizar en forma económica en suelos que contienen pedregones o en que el levantamiento del terreno podría ser dañino. Por otra parte, se prefieren los pilotes hincados para arenas sueltas con carga de agua y gravas en las que la compactación causada por el hundimiento podría desarrollar el potencial completo de la capacidad de carga de estos suelos. Los pilotes H de acero, al tener un bajo desplazamiento de suelo, son

adecuados para condiciones en las que se requiere de una penetración profunda en arenas y gravas. Las arcillas rígidas favorecen la adopción de pilotes perforados y ensanchados en el fondo, aunque éstos no se pueden formar en suelos no cohesivos.

La *durabilidad* muchas veces afecta la selección del tipo de pilote. Para pilotes hundidos en condiciones marinas, se pueden preferir los pilotes de concreto a los de acero, contemplando el aspecto de resistencia a la corrosión. Los pilotes de madera se rechazan para condiciones marinas, ya que la presencia de moluscos destructivos podría perforar los pilotes. Cuando el suelo contiene sulfatos u otras sustancias deteriorantes, se prefieren los pilotes que incorporan unidades de concreto precolado de alta calidad a los pilotes colados en sitio en condiciones en que las dificultades en la colocación, como la presencia de agua subterránea, podría ocasionar que el concreto no estuviera bien compactado.

Al seleccionar uno o dos tipos básicos, considerando los factores anteriores, la elección final se realiza tomando en cuenta el *costo*. Esto no necesariamente significa el precio cotizado más bajo por metro de pilote. El ingeniero debe determinar el costo global de trabajo de pilotaje. Tomará en consideración los recursos del contratista de pilotes para alcanzar la velocidad de operaciones requerida por su programa de construcción; la posibilidad de hundir los pilotes a profundidades mayores a las previstas en la cotización del contratista; la experiencia del contratista de pilotes ante posibles dificultades que pudieran surgir; el costo de un extenso programa de pruebas de carga en sitios en los que el ingeniero no tiene la suficiente experiencia en el comportamiento del pilote seleccionado en las condiciones particulares del suelo; el costo de pruebas de carga de revisión de rutina; el costo de la supervisión del ingeniero en la instalación de los pilotes y en las pruebas de carga; y el costo de la organización e imprevistos del contratista ocurridos entre el tiempo de limpieza inicial del lugar y el tiempo en que puede proceder con la superestructura.

Los factores anteriores se discutirán con mayor detalle en las siguientes páginas al describir los diversos tipos de pilotes. Sin embargo, sería conveniente describir primero el equipo utilizado para el hincado de pilotes, métodos de hincado de pilotes, incluyendo métodos especiales para superar condiciones difíciles, las observaciones de la resistencia al hundimiento y las pruebas de cargas. Todos estos factores son comunes a la mayoría de las formas de pilotes hundidos.

La información general útil sobre procedimientos de contratación y la especificación de modelado para trabajos de

pilotaje están disponibles en una publicación de la Institution of Civil Engineers,⁸¹ y Weltman y Little⁸² han revisado los diversos tipos de pilote patentados y no patentados disponibles en la Gran Bretaña.

8.2. EQUIPO PARA EL HUNDIMIENTO DE PILOTES

8.2.1. Marcos para pilotes

Los marcos para pilotes se montan usualmente en grúas de vía estándar para movilidad sobre el terreno (figura 8.1) o en bases enmarcadas para montarse en andamios o pontones para construcción marina.

Ambos tipos se pueden rotar por completo y trabajarse inclinándolos hacia adelante y hacia atrás. También se construyen marcos de tipo mástil de construcción tubular ligeros y fácilmente transportables (figura 8.2).

Todos los tipos de marco para pilotes consisten esencialmente de *guías*, las cuales son un par de elementos de acero que se extienden por la altura total del marco y que guían al martillo y al pilote en su hundimiento hacia el suelo, en el marco estructural que sostiene a las guías, y en el marco base. Cuando se tienen que hundir pilotes largos, las guías se pueden extender en la parte superior por medio de un izador

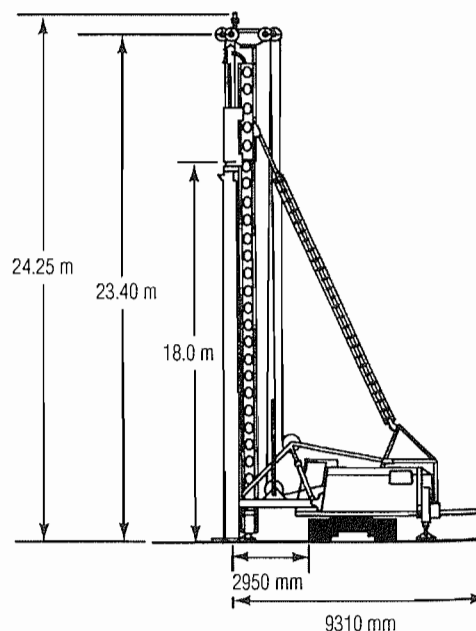


Figura 8.1. Marco de pilote Ackermanns M14-5P.

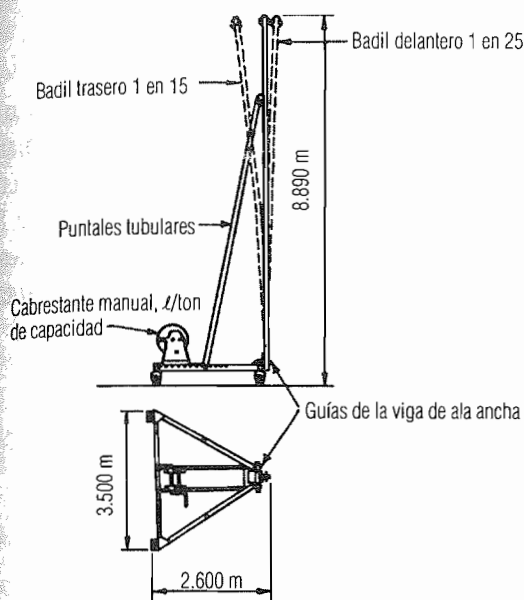


Figura 8.2. Marco ligero de pilote de Delmag G. L. 8.5.

telescopico. Cuando el marco del pilote se monta en una plataforma elevada o en un pontón flotante, u otra embarcación, se pueden fijar *guías de extensión* con pernos en la parte inferior del marco.

En los tipos más sencillos de marcos de pilotes, el marco estructural forma una abrazadera rígida entre las guías y la base del marco, pero en el caso de marcos universales, se proporciona un engranaje telescópico de tornillo o piones hidráulicos para inclinar las guías hacia adelante y hacia atrás. Los marcos se pueden ajustar únicamente con una sola polea en la parte superior, la cual se utiliza para elevar el martillo y el pilote o para operar un martinete en las guías; o se puede fijar una polea triple en la cual se utiliza la garrucha central para elevar el martillo, y las otras dos poleas para el pilote.

El marco base se puede montar en ruedas con articulación giratoria fijadas con tornillos encasquillados para nivelar el marco, o cargado en rodillos de acero. Los rodillos corren en vigas de acero o en tablonés largos, y el marco se mueve a lo largo con cabrestantes a partir de un manubrio de interrupción automática sobre el riel del rodillo, o rodando los rodillos con una barra de pasador colocada en orificios en los extremos de los rodillos. El movimiento paralelo a los rodillos se logra enrollando un cable que termina en ganchos en los extremos de los rodillos; el marco entonces se desliza en alguna dirección a lo largo de los rodillos. Las guías de los tipos más grandes de marcos para pilotes se pueden remover en cualquier dirección con una unidad de ener-

gía, permitiendo que algunos pilotes en un grupo sean hundidos sin mover la carga inferior.

Es importante asegurarse de que el marco del pilote permanezca en su posición correcta durante el hundimiento del pilote. Si se permite que se mueva lateralmente o fuera de la vertical, esto podría ocasionar golpes excéntricos del martillo, con el consecuente riesgo de rompimiento y de hundimiento fuera de línea. Es particularmente necesario revisar el alineamiento del marco al hundir pilotes inclinados. Si ocurre un asentamiento del marco durante el hundimiento, el peso del marco se puede transmitir a un pilote parcialmente hundido. Estas condiciones aumentan seriamente el riesgo de rompimiento del pilote.

8.2.2. Malacates para pilotes

El malacate para pilote se monta en la base. Los malacates se pueden accionar por motores de vapor, diesel, petróleo o eléctricos. Los malacates accionados con vapor se utilizan comúnmente junto con vapor para el martillo. Los motores de diesel o petróleo o (en menor frecuencia) los motores eléctricos, se utilizan en conjunción con martinetes o cuando se usa aire comprimido para operar los martillos.

Los malacates ligeros sólo pueden tener un tambor, pero los malacates dobles y triples, que pueden elevar el martillo y el pilote en forma separada, son más útiles cuando se requiere velocidad en el manejo y hundimiento. Los malacates se pueden fijar con engranaje reversivo para que, además de su propósito principal de levantar el martillo y el pilote, puedan también llevar a cabo la función auxiliar de la colocación de pilotes inclinados, rotativos y de marcha.

El lector puede consultar los manuales de fabricantes de equipos para pilotes, como el de B. S. P. International Foundations Ltd., para las tablas que proporcionan las dimensiones y capacidades de marcos, malacates y calentadores para tamaños dados de pilote y martillo.

8.2.3. Guías colgantes

Las guías colgantes están diseñadas para suspender el brazo giratorio de una grúa o excavador (figura 8.3). Un puntal de acero, capaz de ser ajustado longitudinalmente, forma una atadura rígida desde el pie de las guías hasta la base del marco de la máquina.

Las unidades de malacates del excavador o grúa se utilizan

para elevaciones con tambores separados según se requiera para el pilote y el martillo. Se suministra vapor o aire comprimido para la operación del martillo con una unidad separada, o se pueden utilizar martinets con un malacate de fricción.

Se debe considerar la rigidez de las guías colgantes, particularmente al hundir largos pilotes inclinados. Una flexión excesiva por golpes excéntricos del martillo puede ocasionar la fractura de los pilotes.

8.2.4. Guías del martillo

En situaciones en que se desea prescindir por completo de marcos o guías colgantes, se pueden sujetar guías de martillo (o guías suspendidas por cuerda) a los pilotes, las cuales son guiadas por marcos de madera o acero. La figura 8.4 muestra un ejemplo de una guía para un martillo de diesel. Estos métodos tienen la ventaja de economizar en planta y

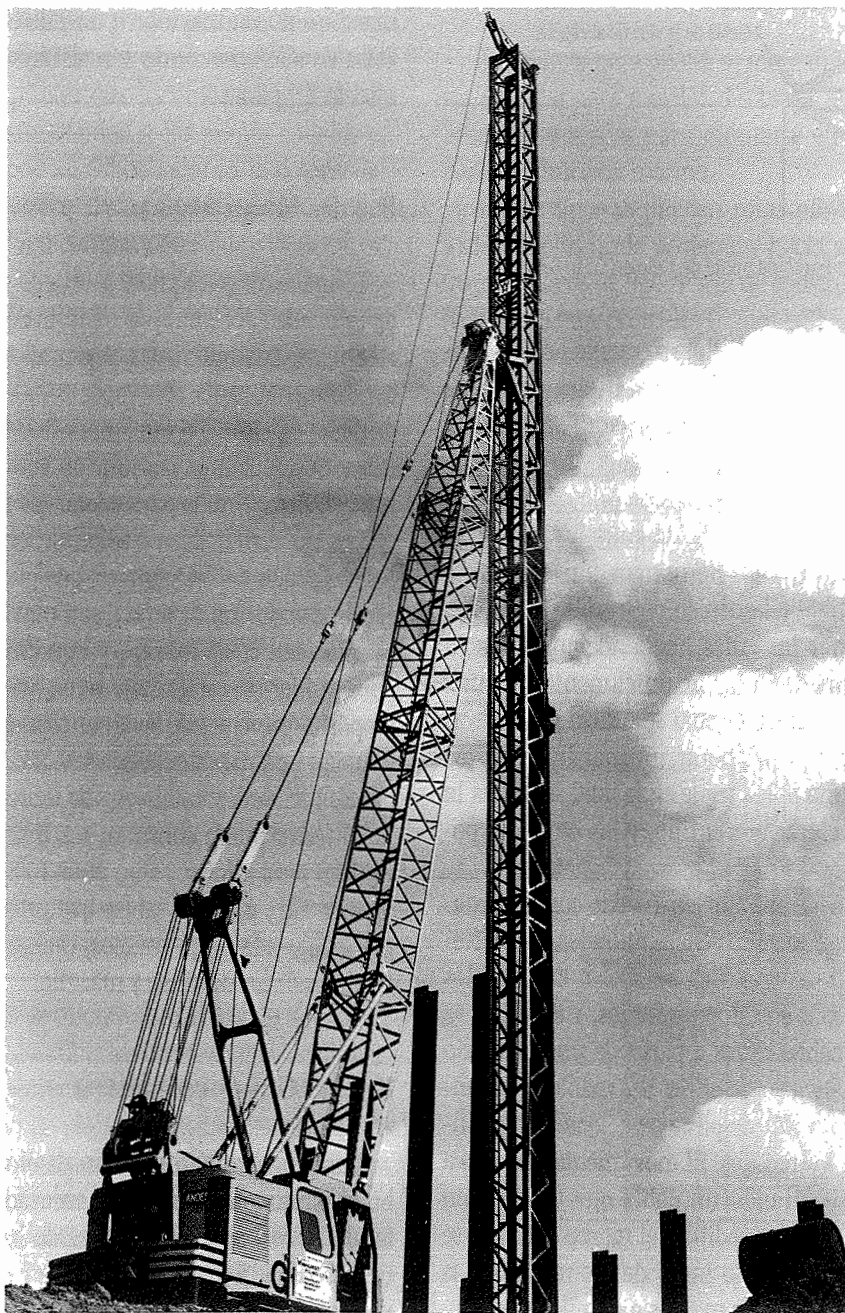


Figura 8.3. B. S. P. guías suspendidas por una grúa.

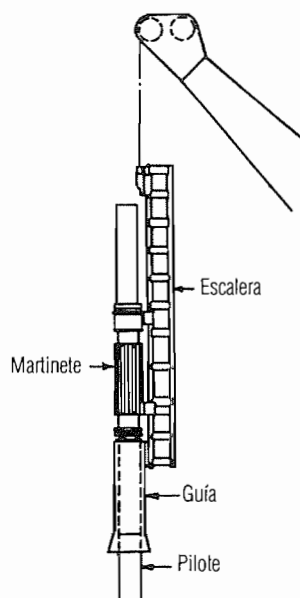


Figura 8.4. Grúa de martinete y guías suspendidas por una cuerda para el martinete para pilote de diesel Delmag.

en que los pilotes se pueden hundir hasta un ángulo muy pequeño de inclinación. Sin embargo, se requiere de una grúa independiente para colocar el pilote y fijar la guía y el martillo. Las guías para los pilotes deben estar bien construidas y rígidamente aseguradas contra movimientos, especialmente para pilotes inclinados. Debido a la excentricidad en el empuje de las guías del martillo, se establecen esfuerzos y fatigas severas en las guías, y puede ser frecuente el rompimiento de partes. También es necesario revisar que los esfuerzos de flexión en el pilote y las guías no sean excesivos cuando se hunden pilotes largos inclinados sin apoyo de las guías. Un martillo pesado sujeto al extremo superior de un pilote largo hundido a un ángulo pequeño de inclinación puede inducir altos esfuerzos de flexión en el pilote en el punto de soporte en las guías o "entradas".

8.2.5. Martillos de pilotaje

La forma más simple de martillo es el *martinete*, utilizado en conjunto con marcos ligeros y para pilotes de prueba en los que sería costoso trasladar un calentador de vapor o una compresora hasta el sitio para hundir, únicamente, tres o cuatro pilotes de prueba. Los martinetes son masas sólidas de acero forjado de 1000 a 5000 kg sujetos con izadores para deslizarse en las guías. Tienen la desventaja de que no es fácil controlar la altura de la caída con alguna seguridad, existiendo el peli-

gro de que el operador utilice caídas desde mucha altura cuando parece haber dificultad en el hundimiento, con el consecuente incremento en el riesgo de daño del pilote. Los martinetes tienen aplicaciones útiles cuando se requieren procedimientos de abatimiento del ruido, ya que pueden ser adaptados para operar dentro de una caja a prueba de ruido. Los problemas de ruido en el hundimiento de pilotes se discuten en la sección 10.3.1.

Los *martillos de acción simple de vapor o aire comprimido* constan de un peso masivo en forma de cilindro. El vapor o aire comprimido en el cilindro eleva el vástago del émbolo fijo. En la parte superior del golpe, o a una altura menor que puede ser controlada por el operador, el vapor se corta y el cilindro cae libremente en el casquete del pilote (figura 8.5). El vapor se introduce en el cilindro a través del vástago del émbolo, cuya parte superior es hueca. Una válvula en la parte superior del vástago se abre jalando una cuerda atada a la palanca. La válvula se cierra al soltar la cuerda. De esta forma, el operador controla la altura del golpe y la frecuencia de cada golpe individual. La altura máxima del golpe es usualmente de 1.37 m y el martillo puede operarse a razón de 60 golpes por minuto.

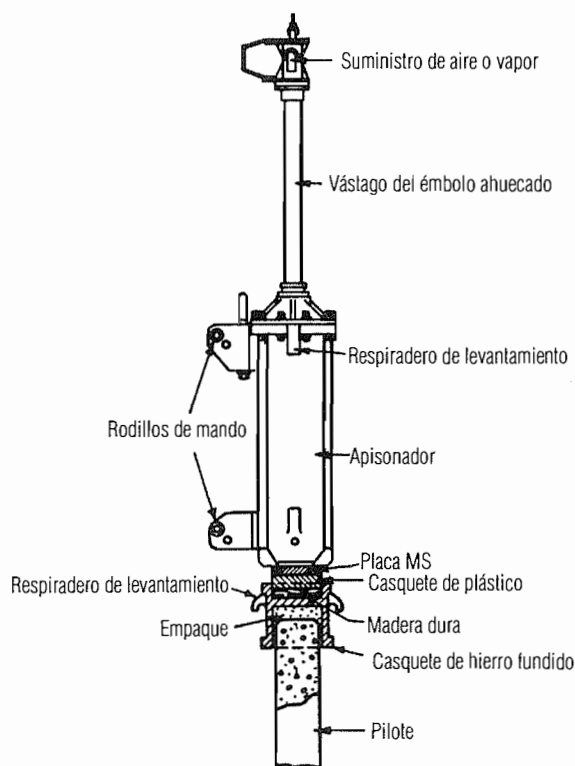


Figura 8.5. B. S. P. Martillo de una acción hundido el pilote con un casquete de hierro fundido y un cabezal de plástico.

Una regla útil para determinar el peso adecuado de un martinete o martillo de acción simple es seleccionar un martillo que pese aproximadamente lo mismo que el pilote. Esto no será posible en el caso de pilotes de concreto reforzado pesado, en los que el martillo pesará algo más de la mitad del pilote. Sin embargo, no debe pesar menos de un tercio del pilote. Para evitar daños en el pilote, la altura del golpe debe estar limitada a 1.2 m. Los pilotes de concreto están especialmente sujetos a fractura por un golpe desde demasiada altura. Un golpe causado por un martillo pesado desde poca altura es mucho más efectivo y mucho menos dañino para el pilote que un golpe de un martillo ligero con una caída larga, particularmente en suelos de arcilla rígida. Se requiere cuidado especial al colocar un pilote en un estrato de carga duro, como roca, especialmente en una superficie de roca inclinada. Los martillos de acción simple están hechos con una masa cilíndrica que varía de 2500 a 20 000 kg. Se utilizan los martillos más grandes para hundir pilotes de tubo de acero en estructuras marinas. El Menck MRBS 7000 SL es el más grande del mundo, con una masa de pisón de 80 ton.

Los *martillos de acción doble* se utilizan principalmente en el hundimiento de tablestacas (figura 8.6), y están diseñados para impartir una rápida sucesión de golpes al pilote. Tienen un rango de 300 golpes por minuto para pilotes ligeros, y 100 golpes para los de tipo más pesados. La masa del pisón generalmente está en el rango de 90-2300 kg, impartiendo una energía de hundimiento de 165-2700 m/kg por golpe. El martillo más pesado es el Vulcan 400C, con una masa de pisón de 18 140 kg, una energía de 15 660 m/kg y un rango de golpe de 100 golpes por minuto.

Los martillos de acción doble se pueden hundir con vapor o aire comprimido. No se requiere marco de pilotaje con este tipo de martillo que se puede sujetar a la parte superior del pilote con guías de patín, dirigiendo el pilote con cimbrados de madera. Cuando se utilice marco para el pilotaje, se atornillan las guías traseras al martillo para unir las a las otras guías, y sólo se utilizan las de patín cortas para prevenir que el martillo se mueva relativamente en relación con la parte superior del pilote. Los martillos de trabajo pesado se pueden manejar bajo el agua a profundidades de 25 m.

Se requiere tener cuidado en su mantenimiento y lubricación, y durante el hundimiento se deben tener alineados con el pilote para prevenir su rebote. Los martillos de *doble acción* se pueden fijar con un filo de cincel para demolición o rompimiento de roca o con tenazas para extraer pilotes.

El *hundimiento por impulso* B. S. P. International Foundations Ltd. ID17 proporciona un cojín de aire entre el

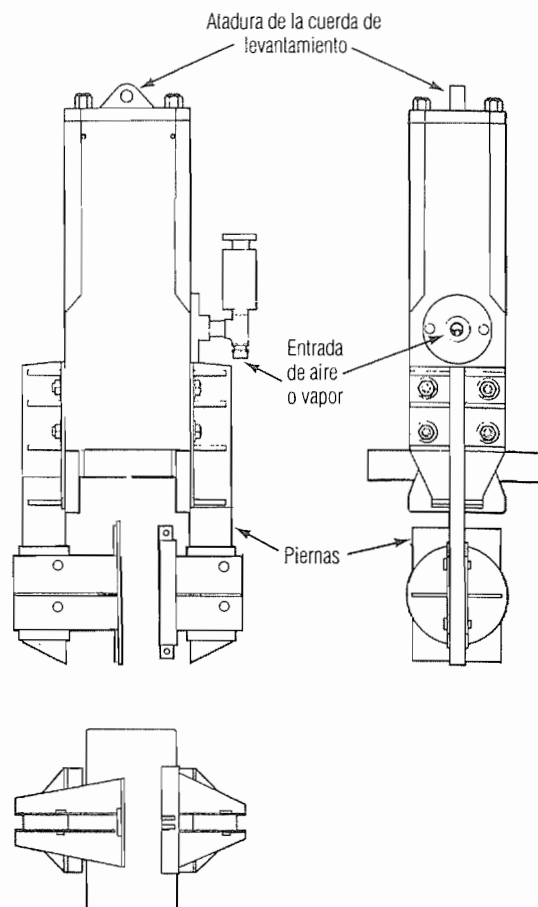


Figura 8.6. B. S. P. Martillo de doble acción.

pisón de 1130 kg y la placa de hundimiento con el objeto de lograr una reducción apreciable en el ruido al hundir tablestacas de acero.

Los *martillos de pilotaje de diesel* dan un medio eficiente de hundimiento de pilotes en condiciones de suelo favorables, pero no son efectivos para todos tipos de suelo. Con este tipo de martillo (figura 8.7), el pisón que cae comprime el aire en el cilindro y el impacto atomiza un depósito de diesel que se encuentra en el extremo cóncavo del cilindro. El combustible atomizado se enciende con el aire comprimido y la explosión resultante imparte un "empujón" adicional al pilote, el cual ya se está moviendo hacia abajo debido al impacto del pisón. La explosión también eleva el pisón listo para el siguiente golpe. Los gases quemados escapan del cilindro al golpe del pisón. El golpe, al sostenerse, es más eficiente que el simple impacto del martillo convencional. Estos martillos pueden ser económicos, ya que funcionan con plantas de vapor o aire comprimido, y son autosuficientes por completo. Los martillos de diesel no son efectivos en suelos blandos o flojos cuando el impacto del golpe es insuficiente para atomizar el com-

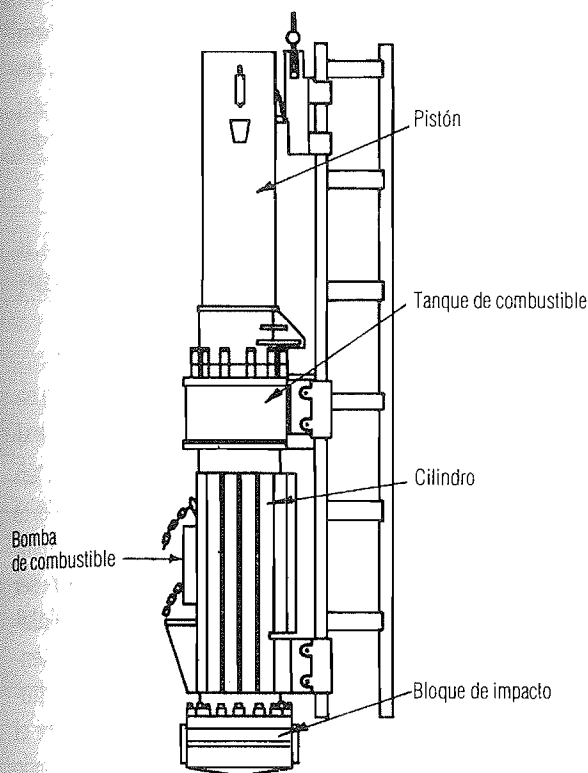


Figura 8.7. Martinete para pilote de diesel Delmag.

bustible. Los martillos de diesel más grandes, entre las diversas marcas, son el Koehring-MKT DA55B (2270 kg), el B. S. P. B45 (4500 kg), el Delmag D62/12 (6200 kg) y el Kobe K150 (15000 kg). La masa del pistón ha sido dada en cada caso.

Estos martillos también pueden ocasionar el rompimiento de pilotes de concreto precolado al toparse con capas altamente resistentes durante el hundimiento a través de suelo blando. El martillo de diesel Link-Belt está provisto con un medio para controlar la energía del golpe al variar el monto de diesel inyectado. Con otros tipos no se puede variar dicha energía. De esta forma, cuando se encuentra una capa resistente al "empujón" de la explosión resultará un impacto más fuerte, en el pilote y la posibilidad de una fractura.

Los fabricantes de martillos de doble acción y de diesel publican cifras de energía por golpe para ser comparadas con martinetes y utilizarse en las fórmulas dinámicas de pilotes. Sin embargo, es dudoso que estas cifras proporcionen una base sólida de comparación. Las mediciones de energía por golpe se realizaron por medio de celdas de carga en un estudio detallado de desempeño de martillos para pilotaje, realizado por la Michigan State Highway Commission (Comisión de Carreteras del Estado de Michigan).⁸³ Se encontró que la energía del golpe enviada al pilote dependía

del tipo de empaque y de su condición; de la longitud rigidez y masa del pilote, y de las condiciones del suelo. La energía era determinada por la suma de los incrementos de fuerza medidos desde la celda de carga multiplicada por los incrementos simultáneos de desplazamiento de la cabeza del pilote durante un solo golpe del martillo. En el caso de diversos tipos de martillos, éste era menor a la mitad del rango máximo del fabricante.

Los *martillos hidráulicamente operados* producen menos ruido y vibración que los martillos de diesel y no emiten gases tóxicos. El pistón se eleva con fluido hidráulico y cae libremente en el pilote. La operación del martillo se realiza con una válvula solenoide, la cual permite trabajar con un solo golpe por control manual o con golpes automáticos. Los martillos hidráulicos B. S. P. tienen un rango de golpe de 40 golpes/min y el pistón pesa entre 3 y 7 toneladas. Los niveles medidos de ruido se muestran en la tabla 10.2.

8.2.6. Casco, cubierta para el hincado, protecciones y empaque

Se coloca un casco de acero colado en la parte superior de un pilote de concreto (figura 8.5) con el propósito de sostener la protección y el empaque elástico que están interpuestos entre el martillo y el pilote para prevenir un despedazamiento de la cabeza de este último. El casco debe ajustarse holgadamente alrededor del pilote para que éste pueda rotar ligeramente sin unirse al casco. Las protecciones más largas o "seguidores" se utilizan al hundir pilotes bajo el nivel bajo de las guías.

El bloque de protección se coloca en un hueco cuadrado en la parte superior del casco, es cuadrado en la base y redondo en la parte superior. Las protecciones de olmo se utilizan para hundimientos de fáciles a moderados, y para hundimientos difíciles se utiliza una madera dura, como roble o laurel. Las protecciones de plástico pueden soportar mucho más hundimiento que las de madera. Constan de una construcción de "sándwich" de una capa de fibra laminada de resina entre una placa superior de metal y una base de madera dura. En condiciones de hincado moderadamente difíciles, las protecciones de plástico durarán para algunos cientos de pilotes. En condiciones difíciles de hundimiento en la Uskmouth Power Station (Estación de Energía Uskmouth), descritas por Williams,⁸⁴ unas protecciones de olmo para pilotes de concreto de 406 por 406 mm y de 457 por 457 mm sólo duraron para muy pocos pilotes, y en el peor de los casos fueron inútiles tan sólo después de haber hincado un pilote. Las protecciones de

madera laminada unida con resina de 92 capas y de casi 100 mm de grosor duraron un promedio de siete pilotes, y los mejores tipos fueron el de plástico tipo baquelita reforzado con fibra de algodón utilizada en conjunción con una placa superior de acero y un cojín de 50 mm de olmo por debajo. Estas protecciones de plástico compuesto se utilizaron hasta 40 veces.

El empaque se coloca entre el casquete y la parte superior del pilote para amortiguar el golpe entre los dos. Se utilizaron diversos tipos de materiales, incluyendo sacos de arcilla refractaria, hojas de madera delgadas, cojines de cocos y tablarroca. La fibra de asbesto puede soportar muchos miles de golpes sin perder rigidez, y este material no se carboniza bajo largos periodos de hundimiento difícil. En las condiciones de Uskmouth, descritas por Williams, se colocaron hasta 125 mm de aserrín en costales de yute cubiertos por dos sacos de cemento seco en ángulos rectos sobre la cabeza del pilote. Esto probó ser el mejor tipo de empaque para esas condiciones.

Las cubiertas para el hincado se utilizan para proteger las cabezas de pilotes de carga de acero. Están especialmente diseñadas para recibir el tipo particular de pilote que será hundido, con un espacio para una protección de plástico o madera dura, y con cuñas de acero para mantener las cubiertas atadas al pilote. Si se permite que las cubiertas para el hincado de pilotes trabajen sueltos, dañarán la cabeza del pilote.

Generalmente, se requiere de gran cuidado para seleccionar los materiales y el grosor de las protecciones y de los empaques, ya que la falta de elasticidad producirá un daño excesivo a la cabeza del pilote o, en casos graves, al rompimiento del martillo.

8.3. PILOTES A CHORRO

Se pueden utilizar chorros de agua para ayudar a la penetración de un pilote en un estrato de arena o grava arenosa. Los chorros no son efectivos en arcillas de rígidas a firmes, o en cualquier suelo que contenga demasiada grava gruesa, guijarros o pedregones. Si el esquema de pilotaje está planeado considerando que se utilizarán chorros de agua, es preferible moldear una tubería central de chorro, es decir, una tubería de 50 a 75 mm que termine en una boquilla adelgazada (figura 8.8). A veces se utilizan formas elaboradas de boquillas de chorro a la medida, incluyendo boquillas guiadas hacia arriba con un cierto ángulo y saliendo en los lados del pilote, así como en el orificio central bajo. Sin embargo, es

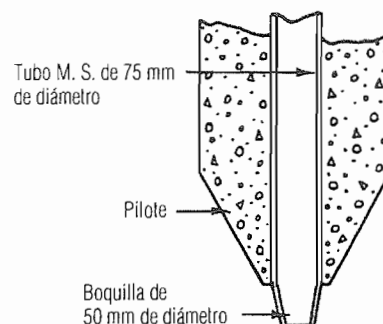


Figura 8.8. Pilote con un tubo central de chorro.

dudoso que éstas sean mucho más efectivas que la tubería vertical de extremo con boquilla individual. La tubería de chorro se envía fuera del lado del pilote y se conecta con una manguera flexible unida a la bomba de chorro. El pilote debe ser izado con delicadeza hacia arriba y hacia abajo con el malacate. Si está demasiado ensanchada al fondo, la boquilla tenderá a bloquearse con tierra que se acuña hacia la parte ahusada. Los chorros deben ser cortados al menos 1 m sobre el nivel de cimentación predeterminado, y el pilote será hincado con martillo hasta alcanzar la resistencia al hundimiento requerida.

Si sólo se requiere de chorros para ayudar a la penetración de un pilote ocasional que "cuelga" en el hundimiento, se utiliza una tubería de chorro separada. Ésta funciona hacia arriba y hacia abajo a un lado del pilote. Se puede utilizar un chorro en ángulo para asegurar que el agua de limpieza fluya hacia el punto del pilote. En condiciones difíciles, se pueden utilizar dos o más tuberías de chorro para un solo pilote. Los pilotes de tubo o de cajón hundidos con extremos abiertos pueden utilizar chorro de adentro del pilote, y los pilotes de sección H hundiendo la tubería de chorro hacia el espacio entre el alma y los patines del pilote.

Es esencial una cantidad adecuada de agua para los chorros. Las cantidades suficientes para utilizar chorros en un pilote de 250 a 350 mm son

Arenas finas	15 a 25 l/s
Arenas gruesas	25 a 40 l/s
Gravas arenosas	46 a 600 l/s

Se requiere de una presión de 5 bar o más. A veces es difícil disponer de grandes cantidades de agua y arena fluyendo a nivel del terreno alrededor de los pilotes, y se requiere de gran cuidado al aplicar chorros cerca de cimentaciones existentes o cerca de pilotes hincados a profundidades menores a las de los

niveles de chorro. El agua que escapa podría minar el marco del pilote causando su colapso. Los chorros a través de arenas pueden ser imposibles si los estratos arenosos se encuentran debajo de arcilla que evite el escape del agua de chorro.

8.4. HUNDIMIENTO DE PILOTES POR VIBRACIÓN

Los métodos de vibración para hundir tablestacas o pilotes de carga son más adecuados para suelos arenosos o gravosos. Los vibradores para hundir pilotes consisten en pares de agitadores montados en una unidad vibratoria, cuyos motores de cada par rotan en direcciones opuestas. La amplitud de las vibraciones es suficiente para romper la fricción superficial en los lados del pilote. Las características de algunos vibradores típicos para hundir pilotes son las siguientes:

<i>Tipo</i>	<i>Fuente de poder mínima (kVA)</i>	<i>Frecuencia del agitador (Hz)</i>	<i>Masa del vibrador (kg)</i>
Bodine	740	Hasta 135	10 000
BSP VF 55	179	10-120	3800
Koehring-MKT V14	104	24-31	5000
Menck 44-15/30	250	25-50	9600
Muller MS 120	400	17-36	9600
Schenk DR 60	250	17-39	7200
Tomen VM2-5000	90	18-30	4887
Vibro-Mac 12	220	10-16	6100

Los vibradores hundirán pilotes de acero a través de arenas y gravas de sueltas a medianamente densas con relativa facilidad, pero tendrán dificultades en arenas densas, donde la energía puede ser insuficiente para desplazar el material y permitir la entrada del pilote. Los vibradores se utilizan muy poco en arcillas rígidas, a pesar de que el Hundidor Resonante Bodine se ha usado para hundir pilotes en arcilla.

Los vibradores también se pueden utilizar para extraer pilotes, y se usan frecuentemente en conexión con trabajos de pilotaje perforados y colados en sitio de gran diámetro para hundir y extraer el entubado de los pilotes.

8.5. HUNDIMIENTO DE PILOTES SOBRE AGUA

Los pilotes para estructuras de muelles o rompeolas contruidos sobre agua se pueden hundir con marcos especialmente diseñados en cantilever por fuera desde los pilotes permanentes ya hundidos (figura 8.9), desde marcos de pilote ordinarios que operan desde caballetes piloteados temporales, barcasas con gatos o desde planta flotante. El primer método mencionado tiene la ventaja de ser independiente de las condiciones del clima, aunque el avance es limitado por el rendimiento de un solo marco de pilote en estructuras estrechas, y el método no se puede utilizar en forma económica desde las palizadas de pilotes pesados que se deben hundir a centros ampliamente espaciados; es decir existe una distancia límite sobre la cual un marco pesado se puede diseñar en cantilever. El hincado de pilotes con andamiajes de caballete temporales puede ser económico para muelles en que los pilotes se deben hundir en espacios pequeños, estando un gran número de

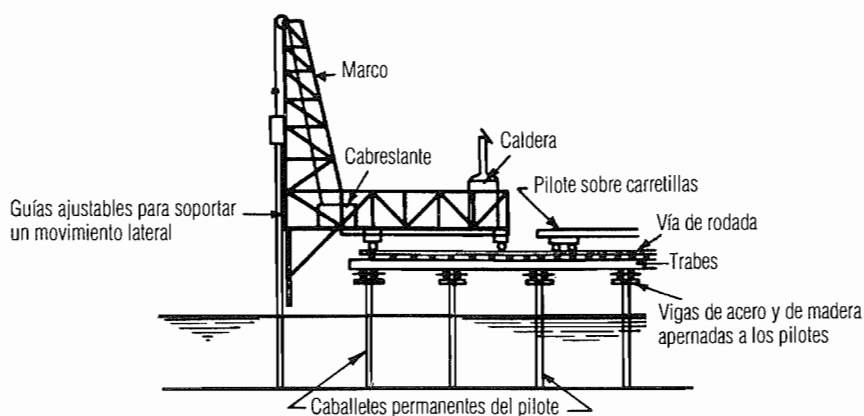


Figura 8.9. Pilote hundido en agua con un marco en cantilever.

ellos sobre agua relativamente poco profunda en el lado interior del muelle. El método es rara vez económico en agua profunda, lejos del muelle, ya que la planta flotante necesaria para hundir los pilotes temporales también se puede utilizar para el trabajo permanente.

Una planta flotante para hundir pilotes consiste, por lo común, de un marco de pilote erigido en un extremo de un pontón de acero rectangular (figura 8.10), a pesar de que se pueden utilizar barcazas ordinarias para marcos de pilote ligeros. Los pontones para pilotes están provistos de cuatro malacates de poder o de dos malacates de doble tambor colocados centralmente para ser ubicado en la posición, y lograr un ajuste muy preciso de posición. Las celdas de los pontones son lastradas, usualmente con agua, para contrabalancear el peso del marco y para dar a la embarcación la estabilidad necesaria. Los pilotes se llevan por barcaza al lado del pontón y un extremo es levantado por poleas en la parte superior del marco; el otro extremo es ladeado hacia la cubierta de la barcaza, permitiendo al pilote columpiarse libremente hacia una posición vertical desde la cual se ajusta para corregir la altura de las guías.

Se prefieren los martillos de acción simple o doble a los martinets al operar desde una planta flotante en mar abierto, ya que se controlan los golpes del martillo con mayor exactitud existiendo un riesgo menor de daño para el pilote.

Se pueden mejorar en alto grado las condiciones de operación para el hundimiento de los pilotes en aguas desprotegidas al montar el equipo en una barcaza provista de "patas" tubulares que se colocan en el fondo marino. El casco de la barcaza se alza con las "patas" hasta que está fuera del agua (figura 8.11) para formar una plataforma estable inalterada por la acción de las olas. Tal vez no sea factible utilizar una barcaza grande con posibilidades de alzarse en situaciones en que las patas tengan que ser hincadas hasta una gran profundidad de penetración en arcilla o limo muy suelto para obtener resistencia suficiente para soportar el peso de la barcaza y del equipo. Las barcazas operadas con cascos levadizos especialmente construidas para pilotaje marino se ajustan con entradas (guías del pilote) que se pueden ajustar en dos direcciones utilizando pisones hidráulicos y tornillos de ajuste para pilote.

8.6. HUNDIMIENTO DE PILOTES A TRAVÉS DE SUELO DIFÍCIL

El hundimiento de pilotes a través de algunos tipos de suelo, como lechos pedregosos o terraplenes que contienen obstrucciones tales como grandes masas de ladrillos viejos o concreto, es imposible a menos que se utilicen métodos especiales. Estos

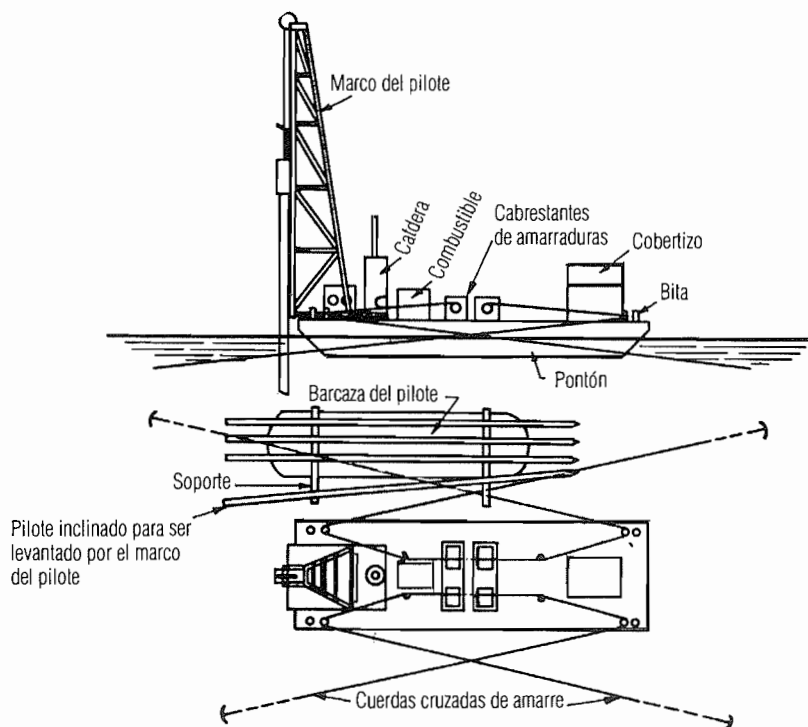


Figura 8.10. Pilote hundido desde el pontón.

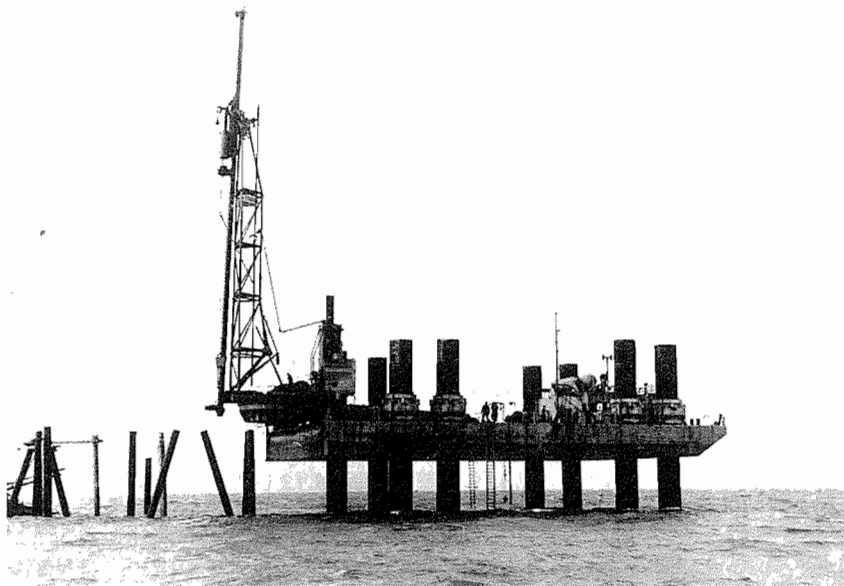


Figura 8.11. Marco del apilamiento de Menck montado en una barcaza para el hundido de los pilotes de tubo de acero.

métodos incluyen la perforación de un orificio de suficiente diámetro, a través del suelo difícil, para recibir el pilote. En tierra suelta, el orificio tal vez tenga que ser recubierto, lo que a veces vuelve difícil la extracción de la cubierta. Otro método es el de hincar una barrena o viga de acero pesado a través del suelo e hincar el pilote a través del suelo suelto después de retirarlas. Este método también está sujeto a las dificultades para su extracción y puede ocasionar el sobreesfuerzo del marco del pilote si se intenta extraer la barrena con el malacate. En suelos que contienen pedregones, se puede utilizar una perforadora manual o taladros tubulares rotativos de núcleos de diamante para perforar los pedregones, los cuales se destruyen mediante pequeñas cargas explosivas colocadas en las perforaciones.

En sitios en que es importante evitar el ruido y la vibración, se han utilizado taladros mecánicos para perforar orificios sin cubiertas que reciben a los pilotes, los cuales son hundidos un poco más hasta alcanzar el nivel requerido. Este método sólo puede ser utilizado cuando los pilotes colados in situ no son adecuados debido a las condiciones estructurales o del suelo.

8.7. PILOTES DE PRUEBA

8.7.1. Instalación de pilotes de prueba

Siempre que sea posible, los pilotes de prueba deben ser del mismo tipo y dimensiones que los pilotes permanentes que se pretende utilizar. Esta es la única forma de asegurar

que se alcance la penetración diseñada y que se pueda revisar la estimación de la carga de trabajo segura, diseñada cuando los pilotes están sujetos a la prueba de carga. Se deben mantener registros cuidadosos de todas las etapas de instalación. Asimismo registrar la siguiente información:

- Contrato (título y dirección).
- Fechas principales (instalación, colado, hincado, carga, etcétera).
- Tamaño, tipo, longitud (de hincado) y número de identificación del pilote.
- Edad del pilote (si es de concreto).
- Detalles del refuerzo.
- Peso del pilote (ton).
- Peso del casco, del bloque de protección de la cabeza del pilote y del yunque (ton).
- Tipo de martillo.
- Número de serie del martillo.
- Masa del pilote (kg).
- Masa del casco, de cubierta de la cabeza del pilote y del yunque (kg).
- Tipo de martillo.
- Número de serie del martillo.
- Masa del pisón.
- Condición del empaque y de la protección de la cabeza del pilote antes del hincado.
- Condición del empaque y de la protección de la cabeza del pilote después del hincado.

Condición de la cabeza del pilote y de su protección después del hundimiento.

Nivel del terreno sobre el nivel de comparación.

Nivel reducido del extremo inferior del pilote.

Referencia del barrenos más cercano u otra información del suelo.

Coordenadas del eje del pilote después de completar el hundimiento.

Observaciones de levantamiento o hundimiento del terreno alrededor del pilote.

Condición del pilote y su extremo inferior (si se extrae).

Método de prueba de carga.

Los registros durante el hincado real se deben incluir en una tabla del tipo de la tabla 8.1.

Para obtener los registros que se describen abajo, el pilote debe estar marcado en medios metros desde el talud. La resistencia al hundimiento en golpes por 0.5 o 0.2 m se registra para la profundidad total hundida, anotando la profundidad a la que el pilote cae por su propio peso o por el peso del pilote y del martillo. Sólo se requiere hacer mediciones en milímetros por golpe cuando la compresión temporal ha sido registrada y en las etapas finales del hincado. La compresión temporal se mide engrapando un pedazo de cartón o papel milimétrico al pilote, trazando una línea a lo largo del papel sobre una línea recta horizontal colocada en el papel (figura 8.12a). Los movimientos verticales y horizontales del pilote producen un patrón en el trazo del lápiz en cada golpe del martillo como lo muestra la figura 8.12b, con el cual se puede medir la compresión temporal directamente. Las mediciones de la compresión temporal se realizan en diversas etapas una vez que el pilote ha entrado al estrato en el cual se espera que el pilote soporte su carga.

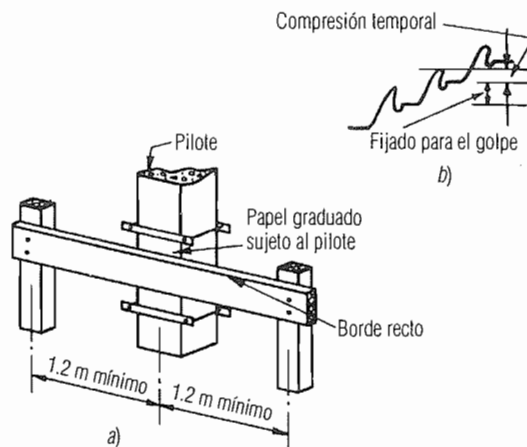


Figura 8.12. Lectura de la compresión temporal durante el hundido del pilote. a) Aparato para tomar las lecturas en el pilote. b) Diagrama de la compresión establecida y temporal.

Cuando se hunden pilotes en arenas, limos o arcillas, se deben observar las características de rehundimiento. Éste puede comenzar después de algunas horas en el caso de arenas, de 12 h en limos, y de 24 h o más en arcillas. El rehundimiento debe continuar hasta que la resistencia sea similar a la registrada previamente, y de nuevo se deben medir la compresión temporal y la final. Una vez completadas todas las pruebas de hundimiento, la información debe presentarse en forma de cuadro (figura 8.13).

8.7.2. Pruebas de carga

Se pueden realizar dos tipos de pruebas de carga en los pilotes. Estas son la prueba de rango constante de penetración (C. R. P.) y la prueba de carga sostenida. En este último tipo, las cargas se aplican en incrementos.

Tabla 8.1. Forma de registro de la prueba del hundido de pilote.

Tiempo (h)	Penetración bajo el nivel del suelo (m)	No. de golpes por 0.5 m	Fijo (mm por golpe)	Trazo real del apisonamiento (m)	Medida temporal de compresión ¹		Observaciones
					Cantidad (mm)	Distancia desde la parte superior del pilote (m)	

¹Únicamente si se requiere en conexión con los cálculos de la fórmula dinámica.

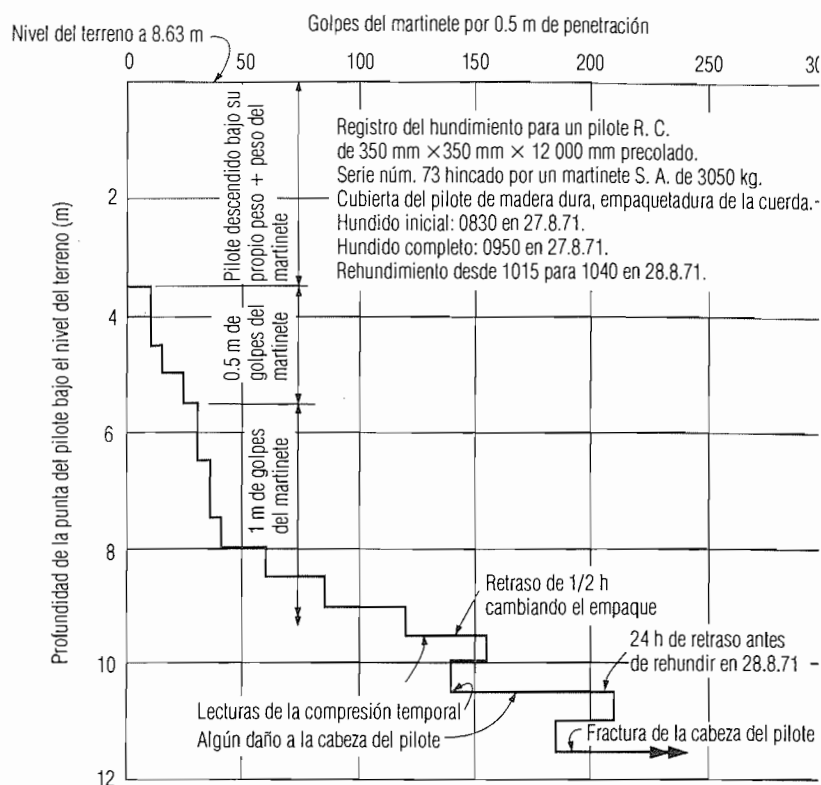


Figura 8.13. Registro típico de la resistencia al hundimiento del pilote de prueba.

En la **prueba C. R. P.**, el pilote se encamisa dentro del suelo, ajustando la carga para dar un rango constante de movimiento hacia abajo, el cual se mantiene hasta alcanzar el punto de falla. La falla se define ya sea como la carga en la que el pilote continúa moviéndose hacia abajo sin mayor incremento en aquella, o la carga en que la penetración alcanza un valor igual a un décimo del diámetro del pilote en la base. Un rango de penetración de 0.8 mm/min es adecuado para pilotes de fricción en arcilla, en los cuales la penetración total para alcanzar la falla debe ser menor a 25 mm. Se requerirán movimientos más grandes, posiblemente de un décimo del diámetro de la base para pilotes de carga última, y una velocidad de hincado de 1.5 mm/min es adecuado. Whitaker⁸⁵ establece que los resultados no se alterarán significativamente si los rangos anteriores se reducen a la mitad o se incrementan al doble.

La prueba C. R. P. tiene la ventaja de ser llevada a cabo rápidamente, y por lo tanto es útil para pilotes de prueba preliminares cuando se desconocen las cargas de falla; cuando el diseño está basado en un factor de seguridad contra la falla última, es deseable conocer el factor de seguridad real. Sin embargo, el método tiene la desventaja de que no proporciona el asentamiento elástico bajo la carga de trabajo (esto es,

asentamiento total menos deformación permanente), lo cual es significativo para determinar si ha habido o no deformación plástica del suelo ante la carga de trabajo. También tiene el inconveniente, muy considerable, de requerir cargas de enjunque (*kentledge*) muy pesado o anclas de gran capacidad al cargar pilotes de gran diámetro a falla. Por esta razón, el autor considera que la prueba C. R. P. es la más adecuada para el tipo de investigación en que se estudia el comportamiento fundamental del pilote.

En el caso de condiciones de suelo en que exista un monto considerable de experiencia que guíe al ingeniero en la capacidad de soporte de pilotes y cuando se puedan predecir longitudes y diámetros de pilotes con cierto grado de confianza, sólo se requiere de una **prueba de carga**. Si se considera un pilote en relación con su función verdadera, esto es, la de sostener a la superestructura, todo lo que el ingeniero estructural requiere es convencerse a sí mismo de que el asentamiento bajo la carga de trabajo no excederá un valor que pudiera ser tolerado por la superestructura. La carga de falla del pilote no tiene carga directa en el diseño estructural. Sin embargo, debido a la variación natural en las condiciones del suelo, una prueba en la carga de trabajo es insuficiente. Una prueba en un pilote puede satisfacer únicamente el criterio de

asentamiento, pero la misma carga aplicada a un pilote adyacente **no probado** puede causar un asentamiento excesivo. Por lo tanto, la prueba de carga de trabajo (como 1 1/2 o 2) con un asentamiento límite colocado en esta carga de prueba para asegurar que el asentamiento de todos los pilotes en la carga de trabajo no se excederá. Las pruebas de carga se realizan normalmente mediante métodos de carga sostenida.

Es común especificar los asentamientos límites total y residual (es decir, asentamiento total menos la recuperación elástica en la remoción de la carga), asentamientos en la carga de trabajo y en la carga de prueba. De esta forma, el ingeniero coloca realmente un límite más bajo en la primera parte de la curva carga-asentamiento. Los valores especificados se determinan desde consideraciones de los asentamientos tolerables total y diferencial de la superestructura, tomando en cuenta cualquier efecto de grupo. De esta forma, si los pilotes están aislados o aislados en pequeños grupos, el asentamiento permisible del pilote de prueba estará gobernado únicamente por las consideraciones en asentamiento de la superestructura. Si los pilotes se encuentran en grandes grupos o en pequeños grupos poco espaciados, entonces se debe considerar la relación entre el asentamiento de un solo pilote y el asentamiento del grupo (véase sección 7.13). Al especificar los asentamientos límites **totales**, se debe permitir el asentamiento elástico; esto dependerá de la longitud del pilote y del módulo de elasticidad del pilote y del suelo. Una carga de prueba de 1 1/2 veces la carga de trabajo es adecuada para la mayoría de las condiciones. Este tipo de prueba es útil en pilotes de trabajo seleccionados como confirmación de la información obtenida en los pilotes de prueba preliminares y como una revisión de la mano de obra del contratista de pilotes. Puede tener un efecto sano en la supervisión del trabajo si se le notifica que se probará un número de pilotes de trabajo al azar.

En el caso de pilotes hundidos en arcillas blandas, no se debe realizar la prueba hasta que haya transcurrido por lo menos un mes después del hundimiento para permitir los efectos de incremento en la capacidad de soporte con el tiempo.

Los pilotes deben ser cargados con un gato, contra un enjunque (*kentledge*) o contra una viga sujeta con pilotes de ancla, más que por un balanceo en la carga en la parte superior del pilote. Con el último método existe el riesgo de un accidente serio ocasionado por la inclinación en la plataforma o por el colapso del pilote. La carga en el pilote se debe medir directamente con una celda de carga interpuesta entre la cabeza del pilote y el gato o entre éste y la plataforma. No se aconseja confiarse en la lectura del manómetro de presión para gato hidráulico, a pesar de que éste se puede utilizar para

obtener los incrementos de carga. Los asentamientos del pilote se registran con escalas de aguja de cuadrante o vernier apoyadas en un brazo atornillado a la cabeza del pilote, o soldados a una placa de acero colocada en la parte superior de la cabeza del pilote. Los instrumentos de medición se sostienen con vigas o andamios sostenidas a cierto espacio de los soportes del pilote y de la plataforma (figura 8.14). Como alternativa, se puede utilizar un plano de precisión para tomar lecturas directas en una escala fija a la cabeza del pilote. Cuando se utilizan escalas de cuadrante, se deben tomar los planos en el marco de soporte antes y después de realizar la prueba de carga para asegurar que no haya tenido lugar ningún movimiento en el marco. Se debe referir a los planos como bancos de cota fija estables lejos del área de prueba del pilote. En el caso de carga sostenida, ésta se debe aplicar en incrementos de cerca de un sexto de la carga última o de la carga de prueba máxima. Los asentamientos se deben medir a 0.25 mm durante y después de la aplicación del incremento, y el siguiente incremento no se debe aplicar hasta que el rango de asentamiento se haya reducido a 0.25 mm en una hora y continúe disminuyendo. Una vez alcanzada la carga de falla o de prueba, se debe remover la carga en decrementos de un sexto de la carga total, midiendo las recuperaciones. Nuevamente, no se deben realizar los decrementos hasta que el rango de

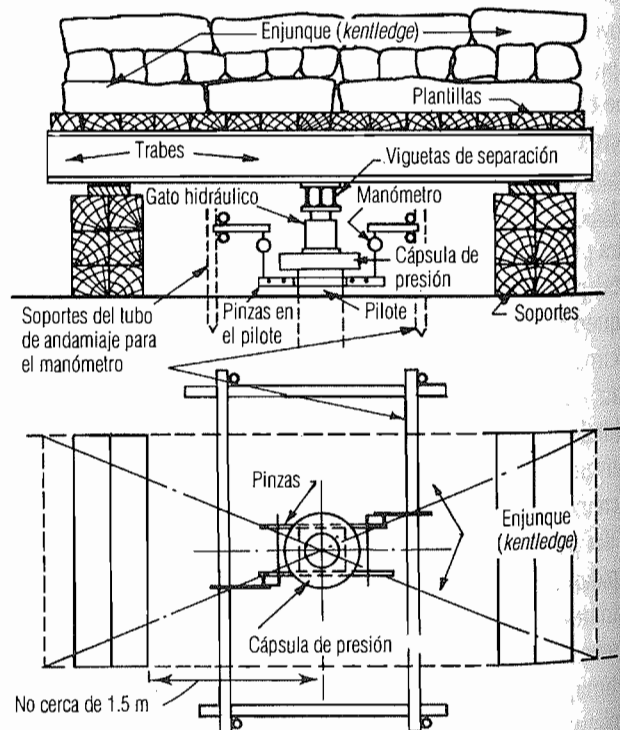


Figura 8.14. Disposición del aparato de la prueba de carga para los pilotes.

recuperación se haya reducido a 0.25 mm/h. Algunas veces se retira la carga del pilote después de alcanzar diversas etapas en la carga. Siempre se aconseja descargar el pilote después de alcanzar la carga de trabajo de diseño, y se aconseja mantener la carga de trabajo (y la carga de prueba si no ha llegado a falla) por un periodo de 24 horas. Se deben realizar observaciones en la carga constante a intervalos de 15 min durante la primera hora, de 30 min durante las siguientes tres horas, y después a intervalos de una hora. Se deben realizar revisiones periódicas durante un periodo de 24 veces para asegurar que se mantenga la carga especificada. La figura 8.15 muestra las curvas típicas carga-asentamiento y tiempo-asentamiento para la prueba de carga sostenida.

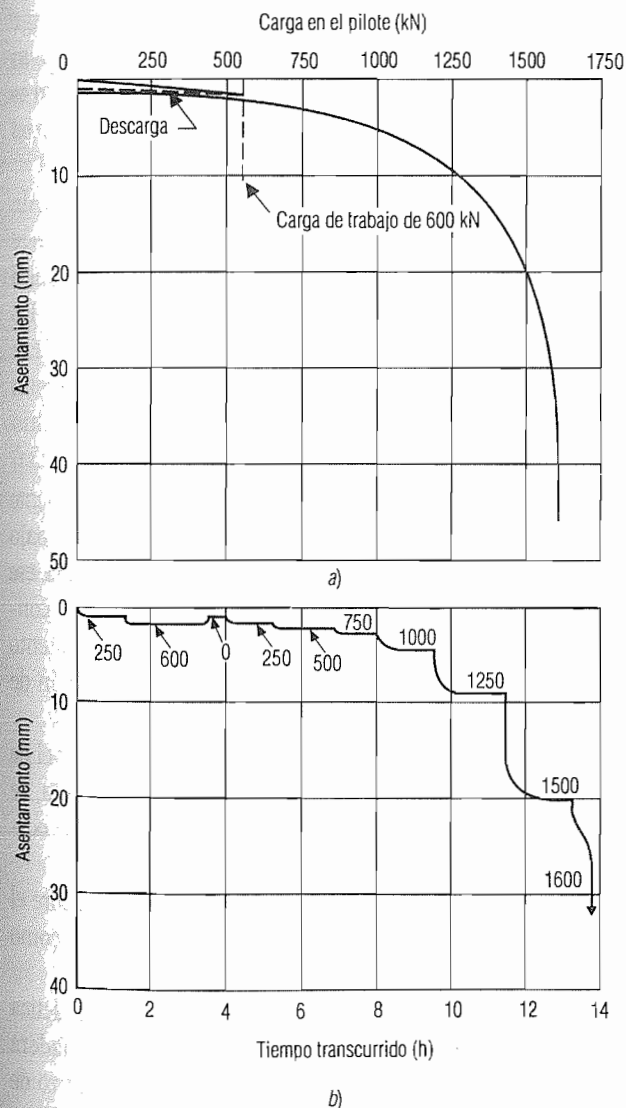


Figura 8.15. Resultados típicos de la prueba de carga mantenida en un pilote. a) Curva de asentamiento-carga. b) Curva de tiempo-asentamiento. (Cargas en kN.)

Chin⁸⁶ describe un método para analizar los resultados de las pruebas **C. R. P.** y **M. L.** para obtener una indicación de la carga final cuando las pruebas no han sido llevadas a falla. El asentamiento Δ en cada etapa de carga P se divide entre la carga P en esa etapa y de traza contra Δ como lo muestra la figura 8.16. Para un pilote no dañado se produce un trazo de línea recta. Para un pilote de carga última, el trazo es una sola línea (figura 8.16a). Un pilote combinado de fricción y de carga última produce dos líneas rectas que se cruzan (figura 8.16b). La pendiente inversa de la línea proporciona la carga final en cada caso. Chin describe cómo detecta un pilote roto el trazo curvo (figura 8.16c).

8.7.3. Programa para prueba de pilotes

En grandes proyectos de pilotaje vale la pena llevar a cabo un programa de pruebas de pilotes **C. R. P.** o **M. L.** que incluya diferentes tipos, tamaños y longitudes de pilotes, y observen cargas finales para los diversos tipos y para profundidades crecientes de penetración dentro del estrato de carga. En problemas de pilotaje que involucren pilotaje a través de relleno u otros estratos compresibles en los que la "fricción superficial negativa" puede ser un factor importante en el diseño, los pilotes de prueba se pueden hundir a través de una perforación recubierta en las capas compresibles. Esto proporcionará la capacidad de soporte del pilote dentro del estrato de carga únicamente.

Una publicación del Institution of Civil Engineers (Institución de Ingenieros Civiles)⁸¹ describe una guía útil sobre el procedimiento de pruebas de carga de pilotes, así como una especificación modelo para prueba.

8.8. PILOTES DE MADERA

Los pilotes de madera se utilizan frecuentemente en Norteamérica, China y Escandinavia en forma de troncos de árbol cepillados, hundidos con el extremo más ancho hacia el fondo. Su ligereza proporciona flotabilidad a la cimentación al utilizarse para trabajos de cimentación. La ligereza, flexibilidad y resistencia al choque de los pilotes de madera los hace adecuados para trabajos temporales, y en la Gran Bretaña su uso está prácticamente confinado a este propósito.

Si los pilotes de madera se mantienen permanentemente secos o permanentemente mojados, o sea completamente dentro o completamente fuera del agua, pueden tener una

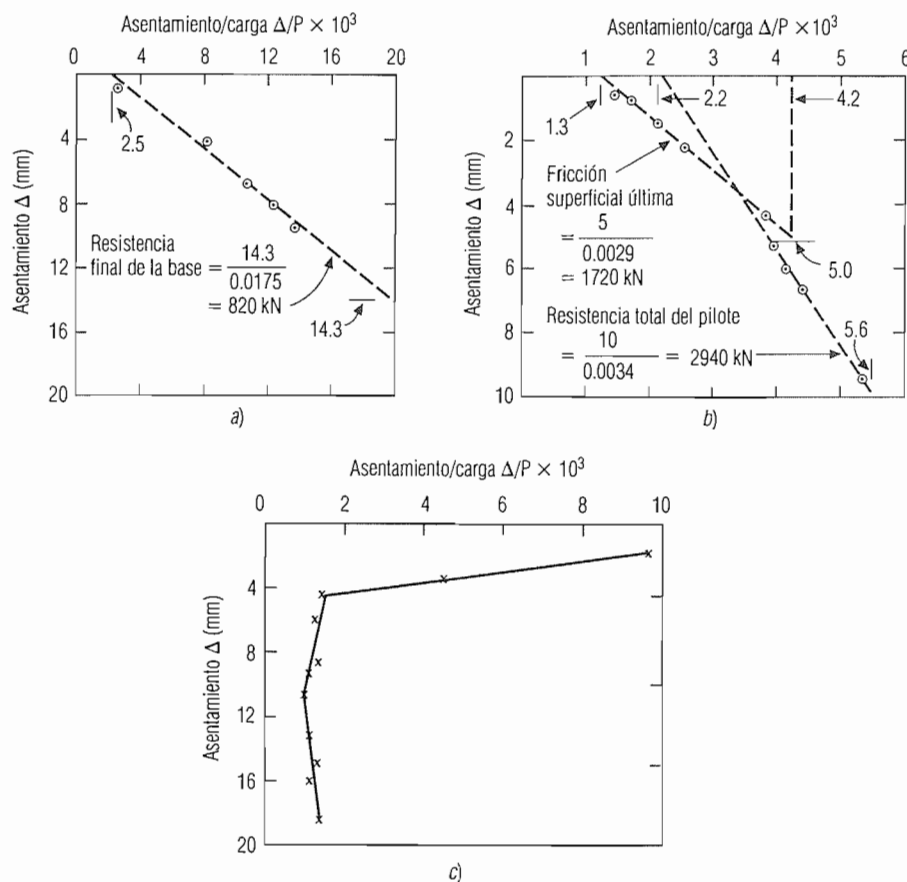


Figura 8.16. Análisis de Chin para determinar las cargas finales del pilote. a) Pilotes de carga última; b) Pilote soportado por la fricción superficial y por la carga última; c) Pilote roto.

vida muy larga. Sin embargo, están sujetos a decaer en la zona de nivel freático fluctuante. También, en el caso de estructuras marinas o de ríos, las porciones de los pilotes inmersas en agua están sujetas a severos ataques de organismos marinos. Los pilotes de madera están sujetos también a ataques sobre el nivel del agua, por hongos, hormigas u otros insectos devoradores de madera. El cuidado en la selección y tratamiento de la madera puede prevenir o minimizar estos ataques. Los tipos comerciales de madera disponible para trabajos de pilotaje son el abeto Douglas, los pinos Paraná y el ocote, el alerce, el cedro rojo del oeste y el abeto, dentro de la madera de tipo suave, y el laurel, el jarrah, el opepe, la teca, el fresno europeo, la haya y el roble en los tipos duros.

Las partes de los pilotes de madera que están permanentemente enterradas en el suelo bajo el nivel freático más bajo pueden quedar sin tratamiento. Siempre que sea posible, los largueros de concreto deben ser hundidos hasta que sus lados interiores se encuentren bajo el nivel freático, y la porción del pilote enterrada en los largueros debe ser corta-

da en cuadro hasta la madera sólida y cubierta libremente con creosota u otro preservador. Si el nivel freático más bajo es demasiado profundo para llevar los largueros hasta ese nivel, la porción sujeta al nivel de agua fluctuante o en condiciones húmedas puede protegerse contra el decaimiento hasta una extensión limitada con tratamiento a presión de un preservador.

Durante la valoración de la profundidad, bajo el nivel de terreno, que requiera protección de concreto o creosota, se debe tomar en cuenta la posible baja en el nivel freático ocasionada por proyectos de drenaje futuros.

La sección 13.3 proporciona mayor información sobre el comportamiento de la madera en cimentaciones, así como métodos de preservación.

El British Standard Code of Practice (Código de Práctica Estándar Británico) CP 2004 recomienda que la madera adecuada para pilotaje debe tener un grado de esfuerzo de 50 o más. Los esfuerzos de trabajo en compresión no deben exceder a los tabulados en el CP 112 para compresión paralela a la veta en madera verde. Durante el cálculo de esfuer-

zos de trabajo se debe considerar la proporción de esbeltez y los esfuerzos de torsión ocasionados por carga transversal y carga excéntrica. Además, se debe adoptar un procedimiento cauteloso para determinar las cargas permisibles con el fin de evitar daños imprevistos por agrietamiento o "escobillado" de la madera bajo condiciones de hundimiento difíciles.

El New York Foundation Code (Código de Cimentaciones de Nueva York) permite un esfuerzo de trabajo seguro de 5.9 N/mm^2 en el área neta del cedro, del pino noruego, del abeto y de maderas similares, y de 8.3 N/mm^2 en el área neta del abeto Douglas, del roble, del pino del sur y de maderas de dureza similar.

Cuando se hunden pilotes de carga última en materiales densos o duros, se requiere de una zapata para prevenir el agrietamiento o "escobillado" de la punta del pilote. La figura 8.17 muestra una zapata típica para pilotes de madera. No se requiere de zapata si los pilotes se hunden por completo en terreno blando.

En la Gran Bretaña es común colocar un cincho de acero alrededor de la cabeza del pilote para prevenir daños durante el hundimiento. La cabeza de un pilote cuadrado es achaflanada para colocar el cincho como lo muestra la figura 8.17. Se puede reducir el daño en la cabeza utilizando el martillo práctico más pesado. En condiciones de hundimiento difíciles, se deben utilizar chorros o preperforar un orificio para el pilote con el fin de prevenir la cuarteadura o fractura no detectables del pilote bajo el nivel del terreno.

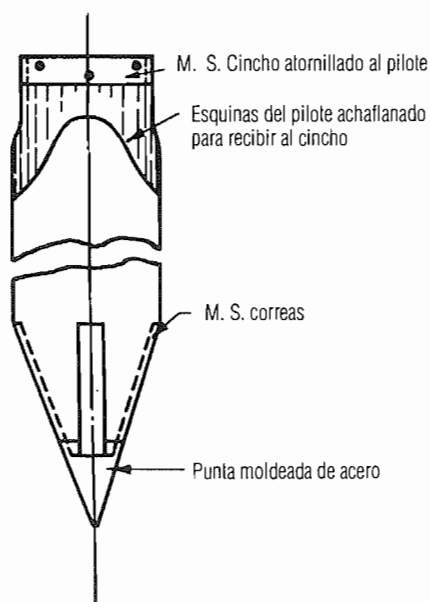


Figura 8.17. Cabeza y punta del pilote de madera.

Hartford^{8,7} recomienda un bloque de travesaño de acero colado con un peso de cerca de una quinta parte del peso del martillo como mejor forma de protección en lugar de un cincho de acero. El bloque debe estar profundamente ahuecado para dejar espacio para la inserción de un empaque de madera dura. El hueco se debe tapar para colocar y remover el bloque fácilmente. Algunas especificaciones prohíben el uso de ganchos o clavos en el manejo de pilotes de madera con creosota, pero Hartford opina que las rayaduras o escopleadas ocasionadas por piedras durante el hundimiento tienen un efecto más severo en el pilote que cualquier manejo en su superficie.

Los pilotes tienen longitudes generalmente de 6 a 12 m, pero se pueden unir para hacerlos si se requiere. Se pueden realizar uniones como lo muestra la figura 8.39. Si se realizan antes de levantar y hundir los pilotes, es preferible evitar una unión cerca de la mitad del pilote, ya que el pandeo y la distorsión se encuentran en su máximo en este punto si el pilote ha sido levantado desde una posición horizontal. Las superficies de la parte más ancha de los pilotes en las uniones deben estar cortadas en forma cuadrada precisa para asegurar un contacto parejo en el área completa de la sección transversal.

8.9. PILOTES DE CONCRETO PRECOLADO

8.9.1. Aplicaciones generales

Los pilotes de concreto precolado se utilizan ampliamente en estructuras como muelles o rompeolas, en que se requiere que el pilote sea soportado arriba del nivel del terreno en forma de una columna estructural. También se utilizan en condiciones de suelo no favorables para pilotes colados en sitio, y en condiciones en que se requiere de una alta resistencia a las fuerzas laterales; por ejemplo, en cimentaciones de grúas de pórtico o en maquinaria alterante pesada, o como pilotes de ancla para amarres de muros de contención. Los tipos articulados de pilotes precolados que se ponen considerando las variaciones en el nivel del estrato de carga pueden ser una alternativa económica a los pilotes colados en sitio para trabajos de cimentación ordinarios.

Los pilotes de concreto precolado son normalmente de sección cuadrada para longitudes cortas y moderadas, aunque se prefieren usualmente los pilotes hexagonales, octago-

nales o circulares para pilotes largos. Si las condiciones del suelo requieren de una gran área transversal, se utilizan tubos de concreto precolado. Éstos se hunden a poca profundidad para ahorrar peso en el manejo, y se pueden rellenar con concreto después de su hundimiento. Para evitar una flagelación excesiva en el manejo y hundimiento, las longitudes máximas aceptadas para los diversos tipos de pilotes de sección cuadrada son

<i>Tamaño del pilote</i> (mm ²)	<i>Longitud máxima</i> (m)
250	12
300	15
350	18
400	21
450	25

8.9.2. Diseño

El diseño estructural de pilotes de concreto precolado depende de la necesidad de obtener una fuerza adecuada contra los esfuerzos causados por el levantamiento y el manejo de los pilotes y subsecuentemente por el hundimiento de los mismos. Una vez que los pilotes se han hundido hasta su posición final, los esfuerzos causados por la carga de cimentación tienden a ser bastante menores que las inducidas por el manejo y el hundimiento.

El diseño de los pilotes para resistir los esfuerzos de hundimiento ha estado en gran parte influido por las investigaciones de Glanville, Grime y Davies⁸⁸ en Building Research Station (Estación de Investigaciones sobre Edificios). Empotraron registradores de esfuerzos en pilotes para medir la magnitud y la velocidad de la onda de esfuerzo que, después de cada golpe, viaja de la cabeza del pilote su extremo inferior donde se refleja parcialmente de regreso a la cabeza. Las investigaciones mostraron que los esfuerzos producidos en un pilote por los golpes del martillo exceden por mucho a los obtenidos en la resistencia al hundimiento (calculados con la fórmula dinámica) divididos entre el área transversal del pilote. Se encontró que los esfuerzos de hundimiento dependían casi por completo de la caída del martillo y de la naturaleza del empaque entre el casquete y el pilote. Hacen las siguientes recomendaciones para la inclusión de un esfuerzo:

a) La cantidad de acero longitudinal debe ser proporcional a los esfuerzos que surgen durante el levantamiento y el manejo (la investigación demostró que la proporción de acero principal no parecía tener ningún efecto en la resistencia a los esfuerzos de hundimiento).

b) La cantidad de refuerzo transversal, cuando se espera un hundimiento difícil, no debe ser menor al 0.4 % del volumen bruto del concreto.

c) La proporción de acero de unión en la cabeza del pilote debe ser del 1.0 %.

El Code of Practice for Foundation (Código de Práctica para Cimentaciones) CP 2004 establece

El refuerzo lateral es de particular importancia en los esfuerzos de resistencia al hundimiento y se debe hacer en la forma de cinchos o estribos de un diámetro no menor a 6 mm (1/4"). Para una distancia cercana a tres veces el ancho desde cada extremo del pilote, el volumen de refuerzo lateral no debe ser menor al 0.6 % del volumen bruto. En el cuerpo del pilote, el refuerzo lateral no debe ser menor al 0.2 %, espaciado a no más de la mitad del ancho del pilote. La transición entre el espaciamiento cerrado cerca de los extremos y el espaciamiento máximo se debe realizar gradualmente sobre una longitud igual a tres veces el ancho.

La cubierta de todo el refuerzo, incluyendo el cable de sujeción, no debe ser menor de 40 mm (1 1/2") de concreto, pero cuando los pilotes están expuestos al agua de mar o a otras influencias corrosivas, la cubierta no debe ser menor de 50 mm (2"). Los cinchos y estribos deben estar fuertemente sujetos contra las barras longitudinales, y estar unidos a ellas con soldadura o con cable de acero flexible, volteando los extremos libres hacia el interior del pilote. Las barras longitudinales se pueden mantener separadas con bifurcadores de distribución a no más de 1.5 m (5 pies) una de la otra.

Se debe notar que el porcentaje de refuerzo lateral en la forma de estribos o amarres en la cabeza y el cuerpo del pilote según lo recomienda el Código es tan sólo la mitad de lo recomendado por Glanville, Grime y Davies. Sin embargo, las últimas recomendaciones fueron hechas para condiciones de hundimiento difíciles, mientras que las cifras dadas en el Código son valores mínimos para condiciones de hundimiento fáciles.

Los momentos flexionantes para una variedad de condicio-

nes de soporte en el levantamiento y manejo de un pilote de peso W y una longitud L son los siguientes:

Condición	Momento flexionante estático máximo
a) Levantamiento por dos puntos $1/5 \times L$ desde cualquier extremo	$\pm WL/40$
b) Levantamiento por dos puntos $1/4 \times L$ desde cualquier extremo	$- WL/32$
c) Cabeceo por un punto $3/10 \times L$ desde la cabeza	$\pm WL/22$
d) Cabeceo por un punto $1/3 \times L$ desde la cabeza	$- WL/18$
e) Cabeceo por un punto $1/4 \times L$ desde la cabeza	$+ WL/18$
f) Cabeceo por un punto $1/5 \times L$ desde la cabeza	$+ WL/14$
g) Cabeceo por un extremo	$+ WL/8$
h) Balanceo por el centro	$- WL/8$

Las condiciones anteriores se ilustran en la figura 8.18a a h. Saurin⁸⁹ recomendó el diseño de un refuerzo longitudinal para un momento flexionante estático máximo de $+ WL/18$. Esto permitirá el levantamiento por un punto entre un tercio y un cuarto de la longitud del pilote desde el extremo. El momento flexionante producido por levantamiento a un quinto o un cuarto es comparativamente pequeño; esto tiene la ventaja de que los pilotes son por lo común elevados desde su cama de colado hasta el área de hundimiento en una etapa temprana antes de que el concreto haya alcanzado su fuerza de diseño.

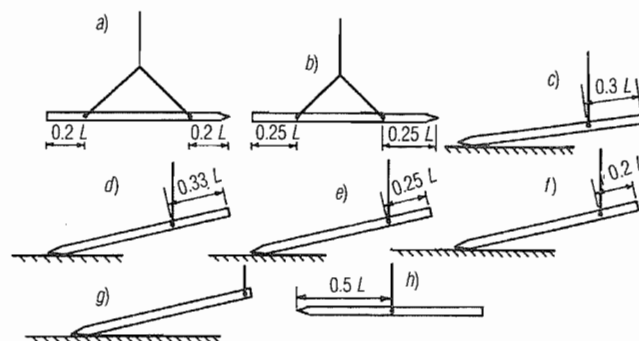


Figura 8.18. Métodos de levantamiento y escuadramiento de los pilotes.

Tabla 8.2. Longitudes máximas de los pilotes de concreto precolado de la sección cuadrada para un refuerzo dado.

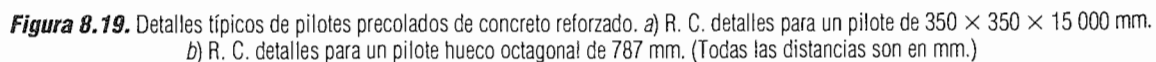
Medida del pilote (mm)	Refuerzo principal (mm)	Longitud máxima en metros para levantar			Refuerzo transverso	
		Cabeza y punta	$0.33 \times$ longitud desde la altura	$0.2 \times$ longitud desde la cabeza y la punta	Cabeza y punta	Cuerpo del pilote
300 $\times$ 300	4 $\times$ 20	9.0	13.5	20.0	6 mm en	6 mm en
	4 $\times$ 25	11.0	16.0	24.0	40 mm crs	130 mm crs
350 $\times$ 350	4 $\times$ 20	8.5	13.0	19.0	8 mm en	8 mm en
	4 $\times$ 25	10.5	16.0	23.5	70 mm crs	175 mm crs
	4 $\times$ 32	12.5	19.0	28.5		
400 $\times$ 400	4 $\times$ 25	10.0	15.0	22.5	8 mm en	8 mm en
	4 $\times$ 32	12.5	18.5	28.0	60 mm crs o 10 mm en	200 mm crs
	4 $\times$ 40	15.0	22.0	33.0	100 mm crs	
450 $\times$ 450	4 $\times$ 25	10.0	14.5	22.0	8 mm en	8 mm en
	4 $\times$ 32	13.0	18.5	27.0	60 mm crs o 10 mm en	180 mm crs o 10 mm en
	4 $\times$ 40	15.0	22.0	32.0	90 mm crs	225 mm crs

Quando las condiciones de hundimiento son de moderadamente difíciles a difíciles, resulta ventajosa una espiral o hélice. La hélice se coloca normalmente dentro de las barras principales, pero Saurin indica que es mejor colocarla fuera de ellas. La reducción en la cubierta de concreto sobre la hélice no es perjudicial, ya que parte del pilote está normalmente abatida por la unión en la cabeza del larguero.

8.9.3. Puntas de pilotes

lan usualmente en forma de un punto achatado como lo muestra la figura 8.20*a*. Se prefiere una punta más afilada (figura 8.20*b*) para hundimiento en arcillas rígidas o arenas y gravas compactas. La punta de hundimiento de metal comúnmente localizada en pilotes de concreto, hundidos en condiciones tanto suaves como rígidas, se basa en un diseño utilizado para evitar que los pilotes de madera se agrieten o escobillen, y en condiciones suaves no se requiere de punta de metal de ningún tipo. Cuando se deben hundir los pilotes en suelo con pedruscos o pedregones, se requiere de una punta como la que muestra la figura 8.20*c* para despedazar las rocas o para evitar el rompimiento del extremo inferior del pilote cuando éste empuja pedruscos o pedregones hacia un lado. El área de la parte superior de la punta metálica, en contacto con el concreto del pilote, debe ser lo bastante grande para asegurar que el esfuerzo a compresión del concreto se encuentre dentro de límites de seguridad.

Cuando se requiere que los pilotes penetren en roca, por ejemplo para obtener resistencia lateral, se utiliza un aditamento especial de roca como lo muestra la figura 8.20*d*. Pero si se hunden en roca sólida, se recomienda la “punta Oslo” (figura 8.20*e*). Este diseño es particularmente adecuado para hundimiento en una superficie de roca inclinada cuando, después de golpes cuidadosos de un martillo pesado con una caída corta, el extremo afilado del punto de tierra hueco se sujeta a la roca, evitando que el punto se deslice dentro de la



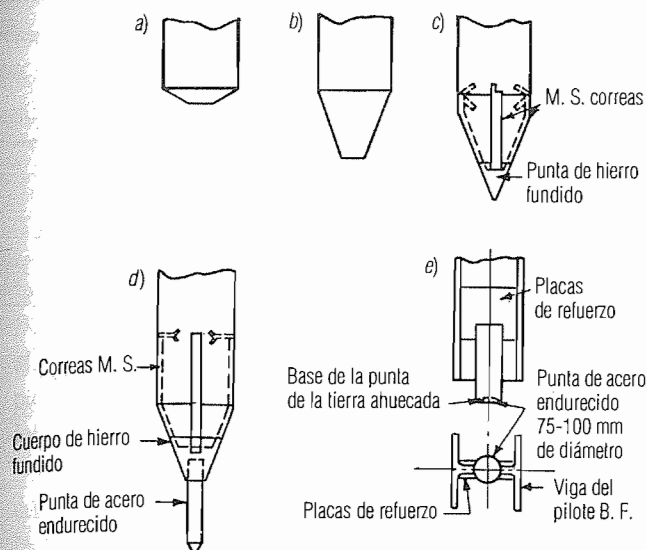


Figura 8.20. Tipos de pilotes para varias condiciones del terreno. a) Tierra suave. b) Arcilla de rígida a dura, gravas y arenas compactadas. c) Tierra que contiene guijarros o pedregones. d) Punto de la roca para el nivel de penetración de la superficie del lecho de roca. e) Punta Oslo usada en una superficie inclinada del lecho de roca.

superficie de la roca, Bjerrum^{8.11} describe las investigaciones orientadas al desarrollo de la punta Oslo. La figura 8.19b muestra la utilización de este tipo de punta en pilotes octogonales. Se usó un tipo de acero endurecido a B.S. 970: EN24 para la punta de 88 mm de diámetro, la cual se empotró en una base de hierro colado templado. La punta se manufacturó cóncava a 12 mm de profundidad. La dureza Brinell del acero fue de 400-600. Se encontró que se requería de un tratamiento cuidadoso con flama en la punta después de colarla en la base del pilote, ya que esto reducía la dureza del acero.

La punta Oslo se coloca en la roca con golpes muy suaves del martillo hasta que es evidente que se encuentra por completo dentro de la roca; la caída del martillo puede incrementarse entonces para asegurar una penetración satisfactoria de la punta.

En el muelle Skarvik Oil de Gothenburgo^{8.12} se hincaron pilotes de concreto reforzado hundidos en roca dura con mucha inclinación por medio de varillas de acero colocadas en perforaciones. Los pilotes cuadrados, de 450 mm, fueron provistos con la punta de acero estructural que muestra la figura 8.21 y hundidos hasta que la base se asentara en la roca. Entonces se perforó un orificio en la roca, pasando las varillas a través de un orificio perforado en el centro del pilote. Después se descendió un tarugo en forma de alfiler de acero de 40 mm en el orificio, y finalmente el orificio en el pilote se rellenó de concreto.

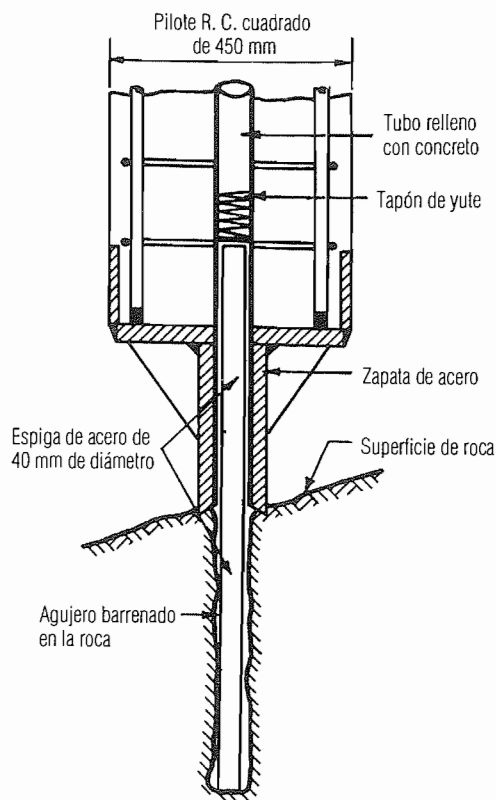


Figura 8.21. Pilotes R. C. de zoquete para roca, Muelle Skarvik Oil, Gothenburgo.

No se puede esperar que los pilotes de concreto precolado despedacen pedregones grandes cuando éstos están en contacto uno con otro o enterrados en suelo compacto o duro. En tales casos, se toman precauciones especiales para el hundimiento como lo describe la sección 8.6.

8.9.4. Concreto

En Gran Bretaña, lo común es limitar los esfuerzos en el pilote ocasionados por las cargas de trabajo y el manejo y cabeceo a los esfuerzos máximos de trabajo permisibles por el CP 114 o el CP 110. Pueden ocurrir esfuerzos considerablemente mayores durante el hundimiento. Por esta razón, el CP 2004 recomienda, para condiciones de hundimiento duras y muy difíciles, para todos los pilotes y para pilotes en trabajos marinos, una mezcla de concreto con un contenido mínimo de cemento de 400 kg/m³ (fuerza cúbica de trabajo 25 N/mm² a 28 días), aunque para condiciones de hundimiento normales o fáciles, un contenido de cemento de 300 kg/m³ (fuerza cúbica de trabajo 20 N/mm²) es suficiente. Cuando se espera

un hundimiento difícil, puede ser ventajoso adoptar mezclas aún más ricas en la cabeza y en el extremo inferior del pilote; por ejemplo, del orden de 600 kg/m^3 de contenido mínimo de cemento. Los valores de diseño seleccionados para el esfuerzo de compresión promedio en los pilotes debido a las cargas de trabajo, están sujetos a los factores de reducción proporcionados en la tabla 7.3 cuando los pilotes actúan como columnas.

Normalmente se debe utilizar cemento Portland para los pilotes. El concreto con cemento de alto contenido de alúmina es ventajoso desde el punto de vista de desprendimiento temprano de la cimbra y de un periodo de curado reducido, pero existe evidencia de un retroceso sustancial en la fuerza del concreto de cemento con alto contenido de alúmina durante o después del periodo de curado. No existe evidencia de disminución en la fuerza del concreto hecho con cemento resistente al sulfato o con cemento sobresulfatado después de su exposición, aun a temperatura de sol tropical (véase sección 13.5.2).

8.9.5. Colado

Los pilotes pueden ser colados directamente en una cama de concreto o se pueden usar formas del fondo colocadas sobre moldes de madera. La cama de colado debe descansar sobre una profundidad suficiente de relleno duro bien compacto para prevenir el asentamiento de ésta bajo el peso del pilote. Esto es particularmente necesario cuando los pilotes se cuelan en hileras, uno encima del otro. Las cimbras laterales se deben proporcionar en mayor número que las de fondo, ya que éstas pueden ser retiradas en una etapa más temprana. Después de fijar y aceitar los tableros, la jaula de refuerzo preensamblada se deposita en el molde y se sujeta con amarres de cable con pernos como lo muestra la figura 8.22. Se deben realizar suficientes amarres para evitar que el acero se pandee. Si esto ocurriera, la cobertura de las barras se reduciría, con la consiguiente oxidación del acero y astilladura del concreto. Las cabezas de los pilotes se deben colar cuadrando con el eje.

Los orificios para levantamiento y para tornillos afianzadores se forman insertando tramos cortos de tubo de acero. Como alternativa, los ganchos pueden colarse a un lado del pilote. El concreto se compacta con vibradores de diámetro pequeño, los cuales se deben insertar y remover por periodos pequeños a intervalos poco espaciados. El concreto entre las barras y las formas debe "rebanarse" o "picarse" para evitar parches en forma de panal en la superficie. Se debe tener cuidado, al trabajar con el concreto, contra las caras superiores

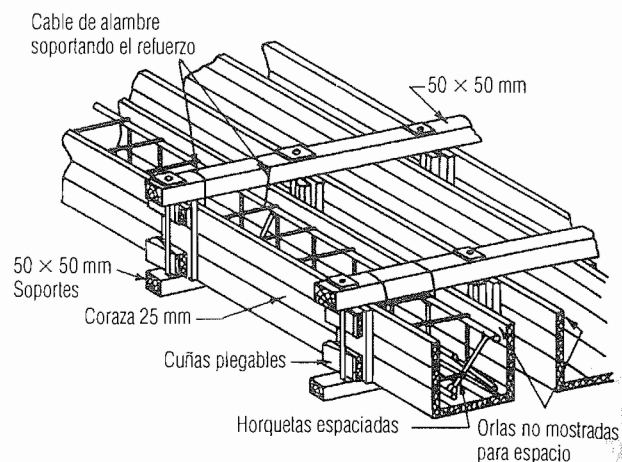


Figura 8.22. Moldaje para los pilotes de concreto precolado.

inclinadas de pilotes hexagonales u octagonales. El mismo cuidado se debe tener en el tratamiento de la cara expuesta por medio de un flotador de madera. Las formas deben ser ligeramente sobrerrellenadas para que el concreto sea presionado hacia abajo con el flotador, compactándolo y asegurando una superficie densa de tejido cerrado.

Las formas laterales se deben remover tan pronto como sea posible, y los pilotes mantenerse mojados por cuatro días en condiciones normales de temperatura (10°C). Este proceso de curado húmedo se debe continuar hasta que el concreto esté lo suficientemente duro para que los pilotes puedan ser levantados y transportados hasta la zona de apilado. En alguna etapa después del colado, los pilotes deben estar claramente marcados con un número de referencia, con su longitud y con la fecha de colado. Esto asegurará la correcta utilización de los pilotes para una locación en particular y evitará que los pilotes se sumerjan demasiado pronto después de ser colados. El tiempo permitido entre colado, levantamiento y hundimiento se puede determinar realizando pruebas de rompimiento en cubos de concreto realizados al mismo tiempo que los pilotes. Los cubos se deben curar y almacenar bajo las mismas condiciones que los pilotes para poder comparar las resistencias. Cuando los pilotes se cuelan sobre una cama de concreto, deben ser ligeramente inclinados con cuñas antes de ser levantados. Esto permite la entrada del aire al pilote para liberar la succión entre el pilote y la cama.

Se deben colocar soportes entre los pilotes en las hileras a determinadas posiciones de levantamiento para asegurar que los momentos flexionantes de diseño no se excedan. La figura 8.23 muestra los momentos flexionantes excesivos que pueden resultar de empaques colocados sin cuidado. Las hileras se deben distribuir para permitir que el aire circule libremente

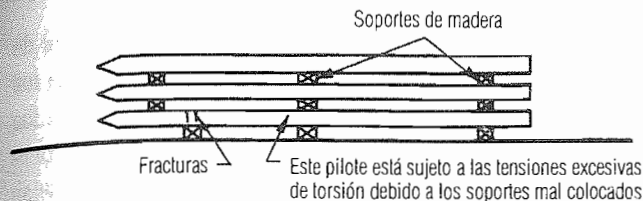


Figura 8.23. Sobreesfuerzo en el pilote debido a un estibamiento sin precaución.

alrededor de los pilotes. Los pilotes en la hilera deben estar protegidos de secamiento rápido en climas cálidos cubriéndolos con lona impermeable o algún otro forro.

A veces se cuelan pilotes en una cama de concreto espaciados, centro a centro, a dos veces su ancho. Después de golpear las formas laterales, los pilotes se cuelan en los espacios intermedios, seguidos por otra capa sobre la primera, y así sucesivamente. Este procedimiento ahorra espacio en el área de colado, pero tiene la desventaja de que los pilotes más sólidos se encuentran en la parte inferior de la pila, y no pueden ser removidos hasta que el pilote superior esté lo suficientemente fuerte para ser manejado.

Antes de ser hundidos, los pilotes deben ser cuidadosamente inspeccionados para asegurar que estén libres de grietas. Un manejo o levantamiento inadecuados durante una etapa temprana pueden ocasionar delgadas fisuras transversales. Dichas fisuras pueden llevar a la corrosión del refuerzo, especialmente si los pilotes se encuentran en situaciones expuestas, como lo son las estructuras marinas.

Algunos códigos de práctica permiten que pilotes fisurados durante el hundimiento permanezcan en su posición. El *Código Alemán* (DIN 4026) ignora fisuras con un ancho menor a los 0.15 mm siempre y cuando el pilote no esté dañado en ningún otro sentido a tal grado que se considere no utilizable. El *Código Sueco* (SBS S2336) también permite fisuras de hasta 0.2 mm de ancho con una longitud que no exceda a la mitad de la circunferencia del pilote en el caso de fisuras transversales, o de 100 mm en fisuras longitudinales.

8.9.6. Desmoldamiento de cabezas de pilote

Después de hundir el pilote hasta el nivel deseado, es común desmoldar la cabeza del pilote para exponer el refuerzo, el cual es entonces adherido al larguero. Las herramientas más comúnmente utilizadas en estos casos son las pistolas neumáticas. No se debe utilizar ningún método que ocasione

grietas o fisuras en el concreto que se encuentra bajo el nivel del lado interior del larguero.

Si el pilote rechaza un mayor hundimiento a un nivel demasiado alto, será necesario cortar la longitud sobrante. Esto se puede realizar rompiendo las esquinas para exponer el refuerzo, el cual se corta con calor o con una cortadora. El pilote se puede entonces romper en este punto jalándolo con cuerdas sujetas a la cabeza. El concreto se debe romper entonces a una profundidad lo suficientemente baja para exponer el refuerzo y unirlo al larguero.

8.9.7. Empalme de pilotes

Si se requiere hundir los pilotes a una profundidad mayor a la prevista, tal vez sea necesario extenderlos empalmado el refuerzo y colando una longitud adicional. Se debe romper el concreto de la cabeza del pilote ya hundido para exponer el refuerzo a una distancia de 40 veces el diámetro de las barras longitudinales. Después se coloca en posición la malla de refuerzo para la longitud adicional y las barras se sueldan en las juntas o se traslapan para los 40 diámetros completos; después de esto se ensamblan las cimbras alineadas con el pilote, y se cuele la extensión.

8.10. UNIÓN DE PILOTES DE CONCRETO PRECOLADO

Una de las principales desventajas de los pilotes de concreto precolado convencionales es que no pueden ser alargados fácilmente. Por lo tanto, si el estrato de carga se encuentra localmente a profundidades mayores a las indicadas en las perforaciones, ocurrirán demoras al desmoldar las cabezas de los pilotes, colar longitudes adicionales y dar tiempo a que fragüen. Más aún, si el estrato de carga es menos profundo de lo previsto, se desperdiciará un tramo del pilote. Esta desventaja se puede resolver utilizando unidades de concreto precolado cortas que se ensamblan y adhieren antes de hundir el pilote completo. Se pueden agregar longitudes adicionales según se requiera, o bien se pueden remover tramos si el hundimiento resulta menor al programado.

El desarrollo de diversos tipos particulares de pilotes unidos ha dado una mayor competitividad a los pilotes de concreto precolados en relación con los de tipo hundido o perforado y colado en sitio. Las formas disponibles en el Reino Unido y Europa son el Balken, el GKN, el Herkules y el de West (de

hundido difícil). Los tipos Balken y Herkules tienen juntas de bayoneta, mientras que los GKN y los de West tienen juntas de espiga y de boquilla con uniones de metal. Las secciones del pilote se realizan en fábrica en longitudes estándar de 5 a 13 m. Para economizar en el costo de las juntas, las secciones se habilitan en las mayores longitudes posibles que sean prácticas para el sitio en particular de acuerdo con la información de las perforaciones o de los pilotes de prueba. Las secciones de menor longitud se colocan y unen sobre las de mayor longitud para proporcionar las profundidades requeridas y acomodar variaciones en el nivel del estrato de carga. Se dice que los pilotes unidos pueden alcanzar profundidades de hasta 100 m.

Los tamaños varían en secciones cuadradas de 235 a 285 mm con una capacidad axial permisible de 500 a 1250 kN, y en el caso de pilotes Herkules, en secciones hexagonales de 220 a 480 mm a través de las planchuelas con capacidades de carga axial en un rango de 700 a 2650 kN.

La alta capacidad de carga del pilote unido es un factor para su competitividad con el de tipo colado en sitio, y se logra utilizando concreto de alto grado con una fuerza cúbica de fractura mínima de 50 N/mm² a 28 días con acero de refuerzo de alta tensión. Sin embargo, para alcanzar estas cargas de trabajo tan altas, el hundimiento de pilotes en suelos granulares densos o en rocas con juntas débiles puede requerir de hincado pesado. Existe una tendencia a concentrar los esfuerzos de hundimiento en las juntas de los pilotes, con el consecuente riesgo de rompimiento imprevisto bajo el nivel del terreno. Las ocurrencias de rompimiento en las juntas no son siempre manifiestas con un examen de los diagramas de resistencia al hundimiento del tipo mostrado en la figura 8.13, que pueden dar la apariencia de un gran incremento momentáneo en la resistencia, como el que se puede experimentar al hundir a través de una capa dura hasta un material más débil.

Para cubrir los riesgos de rompimiento del pilote cuando se anticipan condiciones de hundimiento difíciles, en Suecia

se utilizan pilotes de prueba con un orificio axial central de inspección. También se requiere que una proporción de los pilotes de trabajo tengan este orificio. Se pueden localizar los puntos de rompimiento descendiendo un tubo de peso determinado por el orificio. Además, se pueden localizar las desviaciones excesivas observando si el tubo de longitud estándar se atasca en el orificio al momento de descender.

8.11. PILOTES DE CONCRETO PREESFORZADO

Los pilotes de concreto preesforzado requieren de concreto de alta calidad, el cual les proporciona una buena resistencia a los esfuerzos provocados por el hundimiento. Como en el caso de pilotes de concreto precolado, el refuerzo longitudinal está diseñado para resistir esfuerzos en el levantamiento y en el manejo, y no se requiere de ningún refuerzo adicional, excepto del acero de unión, para resistir los esfuerzos del hundimiento. Además, el pilote se preesfuerza para prevenir el desarrollo de fisuras durante su manejo. Esto, junto con el concreto de alta calidad, le da a un pilote de concreto preesforzado una buena durabilidad en suelos corrosivos o en trabajos marinos. Los fabricantes de pilotes preesforzados dicen que tienen la ventaja de poder fabricar secciones más pequeñas transversales que con pilotes de concreto precolado ordinario. Esto no es necesariamente una ventaja, ya que se puede requerir de una sección transversal larga para desarrollar la carga última y la fricción del fuste requeridas. La figura 8.24 muestra un diseño típico.

Los pilotes de concreto preesforzado están usualmente fabricados con el proceso de pretensado; esto es, los cables se colocan en moldes y se tensan moviendo con gato los extremos de los cables contra un contrafuerte, después de lo cual se coloca el concreto y se vibra dentro de los moldes. Cuando el concreto haya alcanzado la fuerza de compresión requeri-

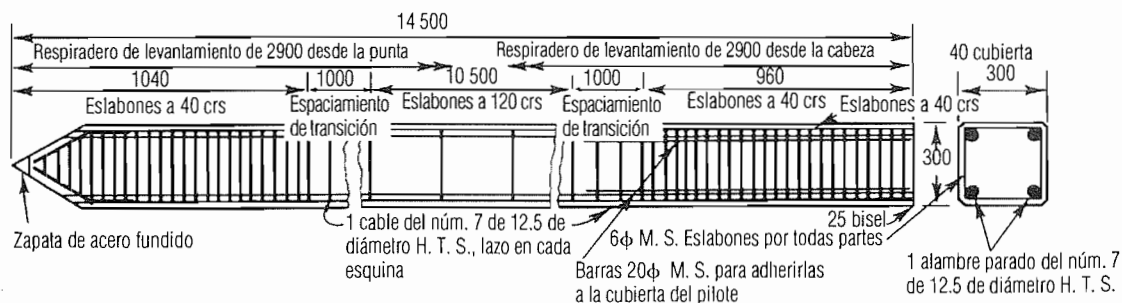


Figura 8.24. Diseño para pilotes preesforzados de concreto de 300 × 300 × 14 500 mm. (Todas las distancias están en milímetros.)

al de
e los
r los
eter-
svia-
ar se

da, los extremos de los cables que sobresalen del pilote se cortan y se transfiere la tensión al pilote. Después se levanta el pilote y se transfiere al área de almacenamiento. Los pilotes se fabrican usualmente en secciones cuadradas sólidas hasta de 400 mm². Los pilotes de más de 500 mm se realizan en forma más económica con un núcleo hueco.

El método de pretensado se utilizó por Soil Mechanics Ltd. para la fabricación de un gran número de pilotes de concreto preesforzado para las cimentaciones de la Drax

Power Station (Estación de Energía Drax) en Yorkshire. Para colar 18 500 pilotes, se construyó un elaborado campo de colado en el sitio (figura 8.25). Se colocaron rieles sobre transportadores en un extremo de las camas de colado, con malacates para tensar en el otro extremo. Cada cama de colado tenía cinco líneas de formas construidas con concreto y elementos de calentamiento en la forma lateral. La calefacción permitió al concreto alcanzar su resistencia esperada de 27.6 N/mm² en 40 a 48 horas. Se fabricó un



Figura 8.25. Patio de colado para pilotes de concreto precolado en Drax Power Station.

promedio de 300 pilotes por semana. Las formas laterales tenían un ahusamiento de 1 en 10 para facilitar la liberación de los pilotes. Se utilizó lechada en lugar de aceite como agente liberador.

Otro método de preesforzado de los pilotes de concreto es el postensado, el cual se utiliza generalmente en tipos especiales, como las secciones cilíndricas grandes. Las unidades precoladas tienen orificios longitudinales a través de ellas. Después del periodo de cura y endurecimiento, las unidades se colocan extremo con extremo para que los orificios coincidan y den un ducto continuo a todo lo largo del ensamble. Se atraviesan cables para pretensar a través de los ductos y se tensan con gato, después de lo cual se coloca lechada en los ductos bajo presión, se liberan los gatos, y así el pilote está listo para el levantamiento y apilado. Con dichos métodos, las secciones cilíndricas huecas de gran diámetro se pueden realizar en grandes longitudes. Dichas longitudes pueden ajustarse agregando o eliminando una o más secciones; una vez que el ensamble ya haya sido tensado y cubierto con lechada, las longitudes no pueden ajustarse.

Los pilotes de concreto preesforzado Raymond con secciones cilíndricas huecas se realizan en diámetros estándar de 914 y 1372 mm con espesores de muro que varían entre 102 a 152 mm, dependiendo de la capacidad axial y de la capacidad de carga lateral requeridas. Se utilizan extensamente en construcción marítima.

Los pilotes de concreto preesforzado se manejan y hunden de manera similar a los pilotes de concreto precolado ordinarios. Ya que los cables se adhieren por completo al concreto por lechada, no existe objeción para romper la cabeza con el fin de unirla al larguero o para empalmar una longitud adicional con concreto reforzado ordinario. Sin embargo, se requiere de cuidado en esta operación debido al esfuerzo presente en los cables. Los pilotes huecos de concreto preesforzado se rellenan con frecuencia con concreto después de su hundimiento, excepto cuando se requiere de flexibilidad; por ejemplo, para absorber la energía de barcos que atracan en los muelles. Si, por razones estructurales (por ejemplo si el pilote se extiende sobre el nivel del terreno en forma de una columna), es necesario proporcionar refuerzo adicional, éste puede ser prefabricado en forma de jaula, la cual se coloca en el interior de un pilote hueco.

Los pilotes de concreto preesforzado están sujetos a agrietamientos y fisuras si no se manejan y hunden con cuidado.

Además de las precauciones al acojinarse la cabeza y al evitar impactos de alta velocidad, el Prestressed Concrete

Institute (Instituto de Concreto Preesforzado)^{8,13} recomienda las siguientes precauciones:

1. Asegurarse de que el casquete o el cabezal del pilote quede holgado alrededor de la parte superior del pilote para que éste pueda rotar ligeramente sin amarrarse en la cabeza de hundimiento.

2. Asegurarse de que el pilote esté razonablemente derecho y sin encorvar para evitar pretensión dispareja o una pobre colocación del concreto durante el colado. Un almacenamiento, manejo o transportación inapropiados también pueden ocasionar un encorvamiento excesivo y aun el rompimiento del pilote. Se debe tener cuidado al apoyar o recoger de la hilera en los puntos prescritos. Pueden surgir altos esfuerzos flexionales durante el hundimiento de un pilote con encorvamiento de canto.

3. Asegurarse de que la parte superior del pilote sea razonablemente cuadrada o perpendicular al eje longitudinal del pilote.

4. Cortar los extremos de los cables de acero que queden al descubierto para prevenir su carga directa al golpe del martillo.

5. Se requiere una cantidad razonable de refuerzo en espiral en la cabeza y en la punta del pilote.

6. Utilizar una cantidad adecuada de preesforzado residual en pilotes preesforzados para resistir esfuerzos de tensión reflejos. El monto de preesfuerzo requerido depende del equipo de hundimiento, de la longitud del pilote y de las condiciones del suelo como se mencionó previamente. En general, los pilotes más largos (y los pilotes inclinados) deben tener mayor preesfuerzo que los pilotes más cortos. A continuación se detallan algunas experiencias:

- a) se han hundido exitosamente pilotes cortos en preesfuerzos de 2.4 a 2.75 N/mm²;

- b) el Joint A. A. S. H. O.-P. C. I. Committee on Bridges and Structures (Comité Unido A. A. S.H. O.-P. C. I. de Puentes y Estructuras) especifica un mínimo de 4.8 N/mm² después de pérdidas;

- c) en ciertas ocasiones se ha utilizado de 6.9 a 8.3 N/mm² en pilotes largos e inclinados.

7. Biselar los extremos superior e inferior y las esquinas de los pilotes.

Weltman y Little^{8,2} recomiendan que la resistencia distintiva del concreto en la liberación del esfuerzo debe ser de 2.5 veces

el esfuerzo en la liberación, o 28 N/mm^2 para cable plegado o de hilo y 25 N/mm^2 para cable plano o dentado. La Concrete Society (Sociedad del Concreto)^{8,14} recomienda una resistencia propia del concreto de 40 N/mm^2 a 28 días. La capacidad de carga axial máxima del fuste del pilote al actuar como columna corta se obtiene con la ecuación

Capacidad de carga

$$= \left(\frac{u_w}{3.65} - \text{Preesfuerzo después de pérdidas} \right) A_c, \quad (8.1)$$

donde

u_w = esfuerzo del concreto a los 28 días.

A_c = área transversal del fuste del pilote.

La ecuación anterior sigue las recomendaciones del CP 2004, el cual establece los requerimientos para preesforzar con mucho detalle.

8.12. PILOTES DE ACERO

8.12.1. Aplicaciones generales

A pesar de que los pilotes de acero utilizados principalmente son en forma de tablestacas, también se usan como pilotes de carga en cimentaciones. Tienen las siguientes ventajas sobre los otros tipos:

a) Si se hunden en un estrato duro, tienen una alta capacidad de soporte.

b) Pueden soportar un hundimiento difícil sin despedazarse; si la cabeza del pilote se dobla durante un hundimiento difícil, ésta se puede cortar rápidamente y volverse a formar para proseguir con el hundimiento.

c) Si se requiere, se pueden diseñar para dar un desplazamiento relativamente pequeño del suelo en el cual se están hundiendo.

d) Pueden ser fácilmente alargados sin retardar mucho el hundimiento soldando o acoplando longitudes adicionales, y en esta forma permitiendo penetraciones profundas sin la necesidad de un marco alto para pilotes.

e) Pueden ser cortados con facilidad si no son hundidos totalmente, y los cortes sobrantes tienen valor como desecho.

f) Pueden ser manejados bruscamente sin dañarlos.

g) Tienen una buena resistencia a las fuerzas laterales y al pandeo.

Los pilotes de acero se utilizan en estructuras marítimas en que su impermeabilidad y fuerza de columna son importantes para resistir las fuerzas de impacto de los barcos que atracan.

La corrosión no debe ser un inconveniente para el uso de pilotes de carga de acero. En la sección 13.4 se describen los métodos de protección de los pilotes de acero contra la corrosión.

Los esfuerzos de trabajo deben ser apropiadas para el grado de acero (en la práctica inglesa, a B. S. 4360 grados 43A o 50B). Los valores adoptados deben permitir que ocurran esfuerzos mayores al momento de hundir el pilote a la resistencia de carga final requerida y también para los esfuerzos de hundimiento adicionales en la cabeza y en lo posible en el extremo inferior del pilote. El CP 2004 recomienda un esfuerzo de carga de trabajo de 0.3 veces la fuerza de fluencia mínima, donde el factor de seguridad de la resistencia al hundimiento es no menor a 2. Un acero adecuado para estructuras marítimas en que los pilotes están sujetos a altas fuerzas de impacto de barcos u oleaje a bajas temperaturas, es el acero de aleación de alta tensión de grados 55 C o E de B. S. 4360, con valores de impacto Charpy V mínimo y promedio de 2.4 m/N y 2.0 m/N , respectivamente, al probarse a 0°C .

Los esfuerzos de trabajo están sujetos a los factores de reducción proporcionados en la tabla 7.3. Cuando se rellenan pilotes de tubo de acero o de caja con concreto (contenido mínimo de cemento 300 kg/m^3), la carga se reparte entre el concreto y el acero. El esfuerzo de trabajo en el concreto no debe exceder el valor normalmente utilizado para pilotes de concreto precolado.

El New York Foundation Code (Código de Cimentaciones de Nueva York), permite un esfuerzo de 0.35 veces la fuerza de fluencia mínima, siendo esta última de no más de 248 N/mm^2 , y coloca un límite máximo en la carga de trabajo para prevenir esfuerzos de hundimiento excesivos.

Los tres tipos principales de pilotes de acero en uso son

- a) pilotes de sección H,
- b) pilotes de caja,
- c) pilotes de tubo.

8.12.2. Detalles de los pilotes de sección H

Los pilotes de sección H tienen por lo común la forma de secciones de ala ancha. En Gran Bretaña, se laminan de

acuerdo con el B. S. 2566. A pesar de que se laminan muchas vigas de ala completa, sólo se muestran las secciones generalmente utilizadas para los trabajos de pilotaje en la tabla 8.3.

Ya que no causan un gran desplazamiento del suelo, los pilotes de sección H son útiles cuando el levantamiento del suelo circundante pudiera dañar el terreno adyacente o cuando se requiere de una penetración profunda a través de arenas sueltas o medianamente densas. En este último caso, la arena alrededor de los pilotes no está consolidada a una distancia apreciable de ellos, facilitando el hundimiento de grandes grupos de pilotes sin la necesidad de un hundimiento difícil con las consecuentes vibraciones que pudieran causar el asentamiento de la propiedad adyacente cimentada sobre arena. Se localizó un deslave profundo entre los pilares

del puente Tay Road en Escocia. Para alcanzar la profundidad de penetración requerida de los pilotes que sostenían los pilares, se seleccionó una sección H. Se hundieron pilotes de prueba de 305 por 305 mm con martillo de diesel a profundidades de hasta 49 m en arenas medianamente densas, gravas y guijarros.

Si se refuerza soldándole placas rígidas en la base del pilote, la sección H es un medio útil para atravesar capas delgadas de roca o pedregones. Tal vez se espere que estos pilotes tengan una mayor habilidad de penetración que los pilotes de acero de caja o de tubo. Sin embargo, las experiencias en el hundimiento de estos dos tipos en los muelles de carga de petróleo en Mina-al-Ahmadi, en el Golfo de Arabia, mostraron que tanto los pilotes de sección H de 370 por 346 mm por 109 kg/m como los pilotes de caja Rendhex núm. 4, pudieron

Tabla 8.3. Dimensiones, propiedades y tipos de los pilotes de acero de sección H (fabricados por la British Steel Corporation).

Medida de serie (mm)	Peso por metro (kg)	Profundidad, D (mm)	Ancho, B (mm)	Espesor del tramo y del ala, ton (mm)	Área de sección (cm ²)	Radio del giro		Módulo de sección	
						Eje XX (mm)	Eje YY (mm)	Eje XX (cm ³)	Eje YY (cm ³)
356 × 406	340	406.4	403.0	26.5/42.9	432.7	168	104	6027	2324
	287	393.7	399.0	22.6/36.5	366.0	165	103	5080	1940
	235	381.0	395.0	18.5/30.2	299.8	162	102	4153	1570
356 × 368	174	362	378	20.4	222.2	152	91.1	2829	976
	152	356	376	17.9	193.6	151	90.3	2464	841
	133	352	373	15.6	169.0	150	89.6	2150	727
	109	346	370	12.9	138.4	148	88.7	1762	588
305 × 305	223	338	325	30.5	285.0	136	78.0	3126	1080
	186	328	320	25.7	237.0	134	77.0	2597	881
	149	318	315	20.6	190.0	132	76.0	2075	689
	126	313	313	17.8	161.0	131	75.0	1763	577
	110	308	310	15.4	140.4	130	74.0	1532	496
	95	304	308	13.4	121.0	129	73.0	1324	424
	88	302	307	12.3	112.0	128	73.0	1220	388
	79	299	306	11.1	100.4	128	72.6	1096	346
254 × 254	85	254	260	14.3	108.1	107	62	965	323
	71	250	257	12.1	91.0	106	61	813	268
	63	247	256	10.6	79.7	105	61	711	232
203 × 203	54	204	207	11.3	68.4	85	50	489	162
	45	200	205	9.5	57.0	85	49	408	133

ser hundidos sin dificultades significativas a través de roca dura conglomerada en el fondo marino. La capa de roca tenía hasta 2 m de grosor y estaba seguida de arena suelta. Los pilotes de sección H de 30 m de largo requirieron hasta 100 golpes por 300 mm de un martillo de 2270 kg con una caída de 1.6 m, para romper una roca de cubierta de 0.9 a 1.2 m de grosor. Los pilotes Rendhex necesitaron hasta 60 golpes por 300 mm del martillo Delmag D.22 para penetrar 1.5 m del mismo tipo de roca.

Una desventaja del pilote de sección H es su tendencia a doblarse en el eje débil durante el hundimiento. En consecuencia, si se hunden los pilotes profundamente, puede surgir una curvatura considerable. Las mediciones de curvatura realizadas en Lambton, Ontario,^{8,15} en pilotes de sección H de 310 y 352 mm hundidos a través de 46 m de arcilla en pizarra mostraron hasta 1.8 o 2 m de deflexión desde la vertical con un radio de curvatura mínimo de 52 m. Fue evidente, a partir de estas mediciones, que los esfuerzos de trabajo del lado de la seguridad en el acero, se excedieron aun antes de que los pilotes estuvieran sujetos a carga sobrepuesta. Los pilotes presentaron falla bajo la prueba de carga. Se pensó que esto se debía a la deformación plástica del cuerpo del pilote en la región de máxima curvatura. Bjerrum^{8,11} observó la misma flexión en pilotes de sección H en Noruega. Él establece que cualquier pilote de sección H hundido, con un radio de curvatura no menor de 370 m después del hundimiento debe desecharse. En este sentido, el pilote de tubo de acero relleno de concreto después del hundimiento tiene una ventaja, ya que el concreto no ha sido esforzado hasta que se aplica la carga sobrepuesta al pilote.

La baja resistencia a la penetración de los pilotes de sección H en suelos de arena suelta puede tener una desventaja en circunstancias en que se requiere una alta fricción del fuste y resistencia de carga última a una profundidad económica de penetración. Ya que ocurre muy poca consolidación de la arena, alrededor y debajo de un pilote de sección H, la fricción del fuste es relativamente baja y el pilote puede no lograr una resistencia satisfactoria hasta ser hundido en un estrato de arena densa u otro material resistente. Un pilote de tubo, por otro lado, desplaza un gran volumen de suelo y rápidamente se forman la resistencia a la fricción y la resistencia última. Cuando se hunden los pilotes de tubo en arcillas, se puede realizar con los extremos abiertos, ya que se forma un tapón de arcilla dentro del pilote creando una masa compacta. Un tapón similar de arcilla también se forma dentro de las alas de los pilotes de sección H. Sin embargo, es necesario revisar por cálculo o por prueba de carga que exista

una resistencia a la fricción superficial del pilote, adecuada en el interior del pilote hueco o dentro de las alas del pilote de sección H, para liberar el tapón de suelo en la carga de base diseñada en el pilote (véase sección 7.19.2). En el caso de suelos granulares o de rocas débiles, rotas por hundimiento de pilotes, la fricción superficial movilizada en el interior de pilotes huecos o dentro de las alas de pilotes de sección H puede no ser suficiente para crear alguna resistencia útil en la forma de un tapón en la base del pilote. Por lo tanto, la resistencia de la base de los pilotes de tubo o de caja, y de los pilotes de sección H en suelos granulares o rocas se debe calcular únicamente en el área transversal neta de acero. La resistencia a la fricción superficial a las arcillas de los pilotes de sección H se comentó en la sección 7.7.2. En suelos granulares, la fricción superficial en pilotes huecos o en pilotes de sección H se puede calcular en todas las superficies del acero siempre y cuando esto pueda revisarse midiendo la longitud del tapón de suelo después del hundimiento. La fricción interior no debe exceder al peso del tapón cuando se resisten cargas de levantamiento.

Se fabrican tipos especiales de pilotes de acero de sección H que se pueden soldar o acoplar uno con otro para incrementar su área de carga última o su resistencia a cargas laterales. Los "pilotes alados" consisten en longitudes cortas de sección H de acero, soldadas al fondo de pilotes de sección H estándar. Estos "pilotes alados" están específicamente diseñados para dar una alta resistencia última a una penetración limitada en un estrato de carga de arena. Sin embargo, el incremento en la resistencia del pilote puede no estar en proporción directa con el incremento en el área de la base por la reducción en la fricción superficial en la porción del cuerpo del pilote que se encuentra sobre las secciones aladas.

8.12.3. Pilotes de tubo de acero

Se pueden fabricar tubos de acero para pilotes *en tubos enteros o con soldadura* en espiral o en traslapado. No hay elección entre estos dos tipos de soldadura desde el aspecto de fuerza para resistir los esfuerzos de hundimiento. Los tubos se fabrican en dimensiones métricas europeas, de 323.9 a 2020 mm de diámetro externo y con todos los grosores de muro desde 6.3 hasta 12.5 mm para los diámetros más pequeños hasta 10 a 25 mm para los más grandes. Los pilotes de tubo de acero se pueden fabricar con placas más gruesas que las secciones estándar cuando sea necesario proporcionarlos para cargas axiales o momentos flexionantes altos, o prevenir el desgaste

por corrosión. Al hundir en arcillas muy rígidas, suelos granulares densos o rocas, la base del pilote se debe proteger contra combeamiento con un anillo de refuerzo, o con una zapata de acero colado. Se debe utilizar un anillo interior para reforzar al pilote ante la fricción superficial. En condiciones difíciles de hundimiento, la protección del extremo inferior del pilote debe consistir en una sección de pilote más gruesa como de uno o uno y medio diámetros del largo del pilote, soldada a la parte más ancha del pilote principal.

Los pilotes de tubo de acero que incorporan acero de alto esfuerzo se utilizan en estructuras marítimas que deben resistir grandes fuerzas laterales ocasionadas por el impacto de los barcos que atracan y de las olas que rompen. Debido a su sección circular, estos pilotes tubulares ofrecen menos resistencia a las olas y a las corrientes, que los pilotes de sección H rectangulares. Además, el uso de acero de alto esfuerzo da economía en peso de material y en consecuencia reduce los costos de embarque y manejo. Los pilotes pueden hacerse en tres partes: la parte superior y la inferior en acero dúctil, y la parte media en acero de alto esfuerzo. Esto confina al acero de alto esfuerzo a la zona altamente esforzada en la región del fondo marino y facilita la soldadura de la estructura de acero de arriostramiento a la sección superior.

Los pilotes tubulares en estructuras marítimas son hundidos muchas veces con extremos abiertos para obtener la penetración suficiente para resistir las cargas laterales y de levantamiento. Sin embargo, las resistencia de la base del pilote de extremo abierto puede ser muy baja en suelos granulares sueltos o medianamente densos. Se puede evitar una excesiva penetración soldando secciones H o T a la superficie exterior del pilote o con una placa de diafragma endurecida a una distancia calculada sobre la base. Se debe hacer una abertura en el diafragma para liberar el agua y el limo.

Los pilotes tubulares se instalan normalmente mediante hundimiento superior, pero en condiciones difíciles de suelo se pueden instalar con técnicas "perforación-y-hundimiento" en que el tubo se hunde primero con martillo a la máxima profundidad que se puede alcanzar sin los esfuerzos de hundimiento que excedan los límites permisibles. Después, se utiliza un equipo de anillo de sisa o una perforadora de circulación reversiva (figura 8.26) para remover el tapón del suelo que se ha formado dentro de la sección hueca. Se continúa la perforación hasta una profundidad limitada bajo la base del pilote, después de lo cual se remplace el martillo y el pilote se hunde hasta su penetración final o hasta la siguiente etapa de "rechazo", seguido por más perforación. Una perforación y hundimiento alternantes pueden ocasionar grandes demoras

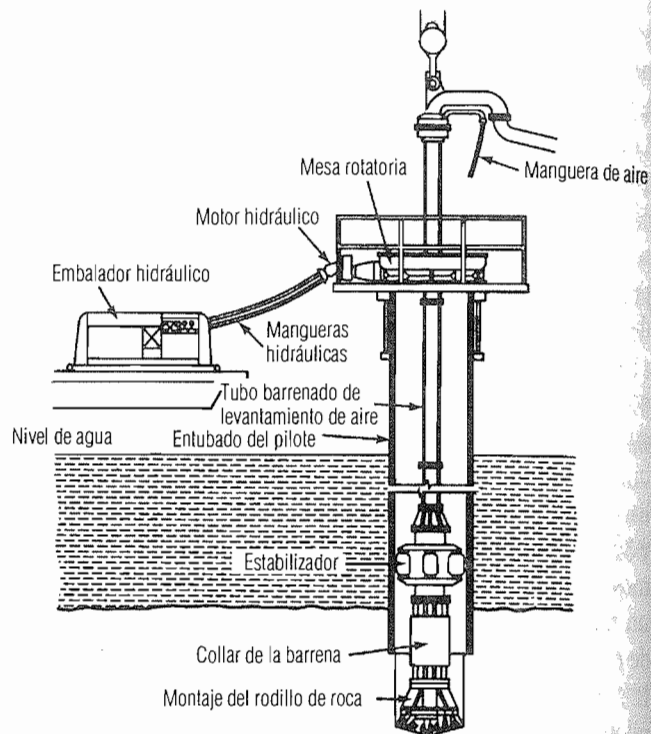


Figura 8.26. Mesa y cortador rotatorio usado para barrenar el tapón del suelo desde el tubo interno del pilote.

al dismantelar y volver a levantar el equipo pesado. Siempre que sea práctico, la perforación se debe realizar como una sola operación.

Sullavan y Ehlers^{8,16} recomiendan que el diámetro del orificio bajo el nivel de la base del pilote no debe exceder el 75 % del diámetro externo (y por lo menos 150 mm menor a este diámetro) para arcillas, y no mayor al 50 % del diámetro externo para arenas. Para obtener la resistencia completa diseñada para la base, el orificio para el pilote se debe detener a 3-4.5 m sobre la penetración del diseño. La profundidad máxima del orificio del pilote no debe exceder 12 a 15 m sobre la penetración del diseño para pilotes verticales, o 7.5 m para pilotes inclinados.

Los pilotes de tubo de acero se utilizan ampliamente en Estados Unidos, algunas veces en forma de secciones ordinarias de tubo rellenas con concreto, aunque también en forma de secciones estriadas especialmente diseñadas (para dar rigidez en el manejo y hundimiento) las cuales se hunden a la profundidad total con martillo para pilote ordinario y después se rellenan de concreto. El pilote "monotubo" Unión es una sección de acero estriado ahusada que se utiliza en los Estados Unidos. Estos pilotes con un diámetro de la punta de 203 mm y del tope de 305, 355, 406 o 457 mm se fabrican en diversas calibraciones de acero, dependiendo de las condiciones de

hundimiento. Se hunden sin mandril. La parte superior del pilote tiene lados paralelos y la parte inferior está ahusada.

Otra forma de pilote de acero es la tablestaca de acero entubado ahusado, ligero, hundida con un mandril, el cual luego se remueve y el espacio se rellena con concreto. Este tipo se describe en la sección 8.13.2.

El pilote entubado B. S. P. es un tubo de acero maleable con soldadura en espiral con un extremo cerrado y hundido, ya sea por martillo de acción simple o doble trabajando en la parte superior del pilote o con un martillo de caída interna dirigiendo el golpe hacia un tapón de concreto colocado en el fondo del pilote (figura 8.27). Se requiere tener cuidado para prevenir el rompimiento del entubado al hundir sobre el tapón de concreto. Se debe utilizar concreto seco (contenido máximo de agua: proporción del cemento 0.25) para el tapón, que tendrá una longitud inicial cercana a $3\frac{1}{2}$ veces el diámetro del pilote. Se debe agregar cemento nuevo al tapón si tiene más de una hora y media o si ha estado sujeto a hundimiento difícil y sostenido, por más de tres cuartos de hora.

Las secciones estándar se muestran en la tabla 8.4.

8.12.4. Pilotes de caja de acero

Los pilotes de caja de acero se fabrican soldando placas de acero o por secciones para formar pilotes huecos capaces de

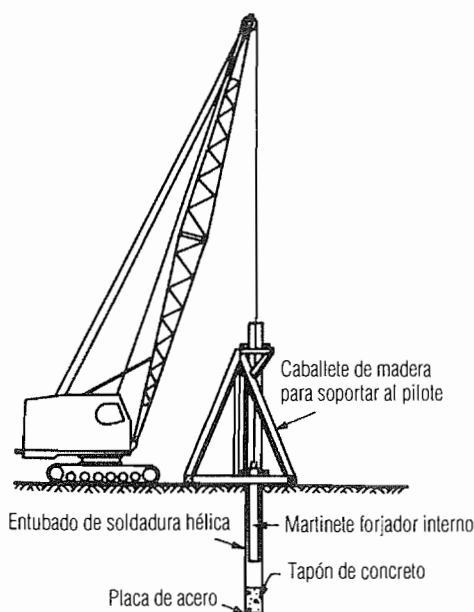


Figura 8.27. Manejo de los pilotes entubados B. S. P. con un martinete fijador interno.

Tabla 8.4. Dimensiones de B. S. P. de pilotes encajados rellenos de concreto.

Diámetro interno (mm)	Área del concreto (mm ²)
254	50 670
305	72 960
356	99 300
406	129 700
457	164 100
508	202 700
559	245 200
610	291 800

soportar cargas a compresión, de levantamiento o laterales muy fuertes. El área de acero es considerablemente mayor a la de los pilotes tubulares de dimensiones totales equivalentes. La figura 8.28 muestra algunas de las diversas secciones disponibles. Los tipos fabricados mediante soldadura de secciones de tablestacas (figura 8.28 *a, b, c, y j*) se pueden incorporar a muros de muelle formados con líneas sencillas o dobles de tablestacas. De esta forma, los muros se pueden diseñar para soportar cargas sobrepuestas pesadas, además de los esfuerzos de flexión resultantes del suelo retenido en la parte posterior de los muros de muelle.

8.12.5. Relleno con concreto de pilotes de tubo y de caja

Si las condiciones de hundimiento lo permiten, es preferible hundir los pilotes de tubo o de caja con un extremo cerrado, ya que esto evita el cuarteamiento o alargamiento de los extremos. Como alternativa, se pueden hundir con extremos abiertos y, si se requiere, pueden ser limpiados a su profundidad total y encorazonados con concreto. Si se hunden pilotes largos soldando longitudes sucesivas, un método conveniente es el de hundir la primera longitud con extremos abiertos, después colocar la siguiente o la tercera con un diafragma para que la parte superior del pilote, que puede estar sujeta a corrosión, permanezca vacía y limpia para el encorazonamiento con concreto. Al calcular los esfuerzos de la sección transversal resultante de la carga de trabajo, la fuerza del material de encorazonamiento se puede tener en consideración, pero el área transversal del acero, en un pilote hueco, tiende a regirse por los esfuerzos de hundimiento y no por el esfuerzo de compresión establecido por la carga de trabajo.

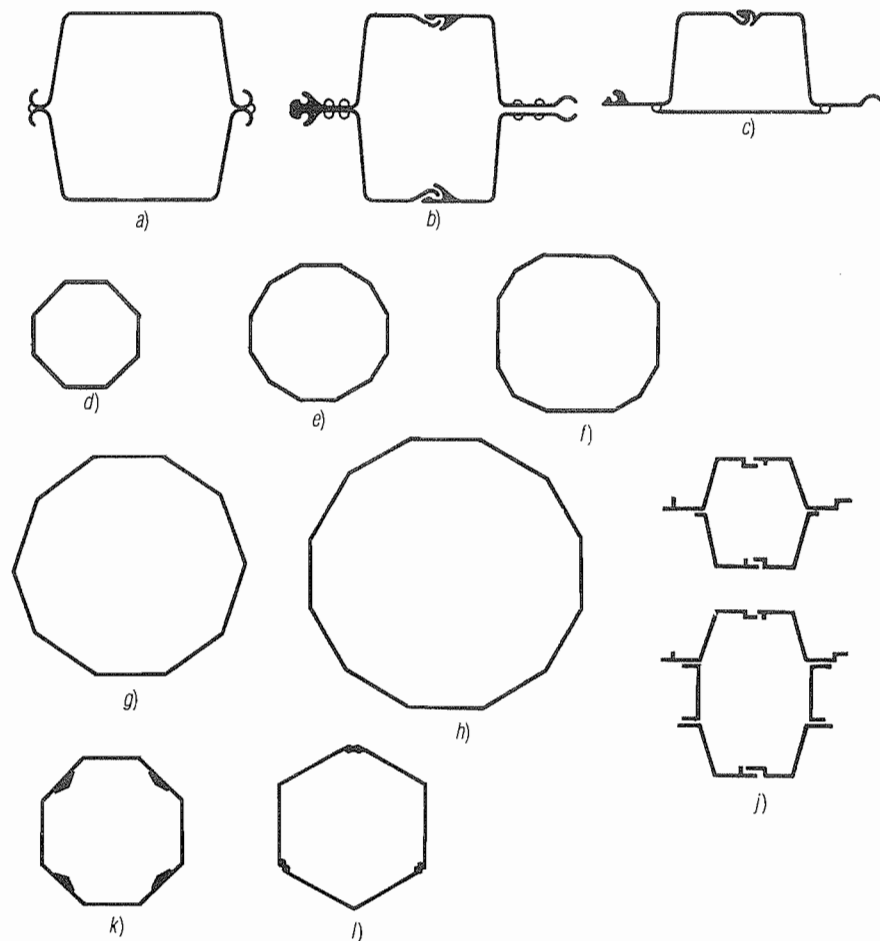


Figura 8.28. Tipos de pilotes de cajas de acero. a) Larssen. b) Caja doble de Frodingham. c) Caja aplacada de Frodingham. d) Caja de Frodingham y Arbed-Belval CB40. e) y f) Caja de Frodingham. g) Arbed-Belval CB50. h) Arbed-Belval CB60. i) Arbed-Belval CZ. k) Unión. l) Peine.

8.13. TIPOS DE PILOTES HUNDIDOS Y COLADOS EN SITIO

8.13.1. Tipos de tubo de acero recuperable con extremo inferior desmontable (con o sin base alargada)

Se hunde un tubo de acero con diámetro de 280 a 600 mm en el suelo con el extremo inferior cerrado con un punto cónico de concreto precolado o con una placa plana de acero. El tubo de acero se hunde desde su extremo superior con un martinete o un martillo de diesel. Al alcanzar el nivel de la cimentación, se coloca una jaula en el tubo, el concreto en el fuste del pilote y se remueve el tubo. Se pueden formar bases alargadas utilizando un martinete interno para forzar la salida de un tapón de concreto seco desde adentro de la punta

del tubo de hundimiento. Un problema con los pilotes hundidos y colados en sitio es el levantamiento del suelo causado por el desplazamiento de éste con el tubo de hundimiento. Esto puede ocasionar una falla por esfuerzo en los fustes de los pilotes adyacentes ya hundidos y, en el peor de los casos, el levantamiento de pilotes completos. La base alargada de los pilotes, en conjunto con el reforzamiento del cuerpo del pilote, ayuda al anclaje de los pilotes contra el levantamiento y es posible rehundir pilotes levantados. Sin embargo, el mejor método para evitar este problema de levantamiento del terreno es fijar el tubo de hundimiento en perforaciones de taladro mecánico antes de las operaciones de pilotaje. Se requiere tener cuidado al colar los fustes de pilotes hincados y colados en sitio. Los problemas son semejantes a los descritos en la sección 8.14.5

8.13.2. Pilotes con coraza de acero hundidos con mandril (pilotes Raymond)

Estos tipos de pilotes son instalados por la Raymond Concrete Pile Co. y se conocen como pilotes Raymond de "Paso-ahusado" y tubular de paso-ahusado (figura 8.29). Los pilotes de paso-ahusado se forman con secciones de lados rectos de 1.2, 2.4 y 4.9 m de largo de acero corrugado en espiral. Cada tramo sucesivo reduce su diámetro de 25 mm a 2.44 m hasta un diámetro mínimo de 212 mm. Los pilotes de paso-ahusado pueden ser hundidos a una profundidad máxima de 40 m. El pilote de 40 m tiene un diámetro de punta de 212 mm y un diámetro de la parte más ancha de 438 mm. El procedimiento para hundir pilotes ahusados es el siguiente:

1. Los cascos de metal se ensamblan a la longitud requerida sobre el mandril de acero ahusado, el cual se expande para sujetar los cascos.
2. El mandril y los cascos se elevan hacia las guías de un marco de pilote y después se hunden al nivel requerido con la ayuda de un martillo de acción simple o doble.
3. Se contrae y remueve el mandril, después se inspecciona el interior del pilote.
4. Se cuela el casco con o sin una jaula de refuerzo.

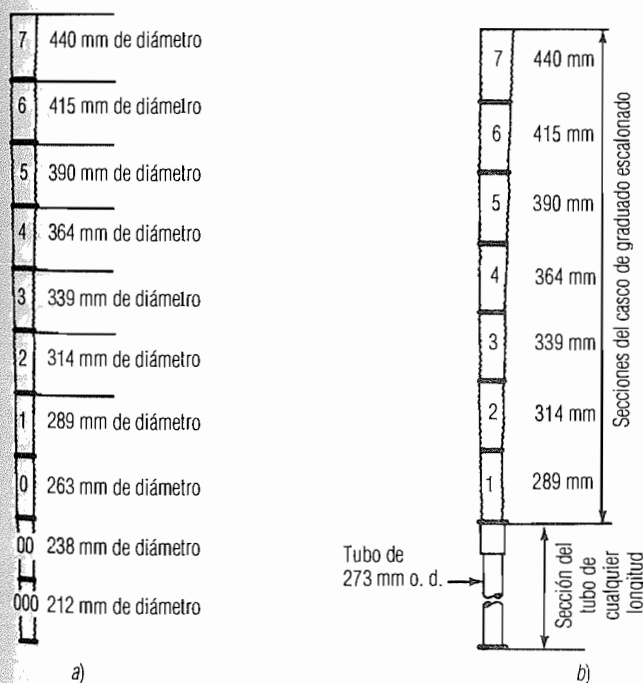


Figura 8.29. Pilotes Raymond con casco. a) Graduado escalonado. b) Graduado escalonado de la tubería.

Las condiciones para colocar el pilote Raymond son buenas en el sentido de que las juntas en los cascos se atornillan y sellan para hacerlas resistentes al agua y se puede inspeccionar la alineación de los cascos antes de colocar el concreto. Los cascos proporcionan resistencia contra el suelo descompuesto que fluye y contra falla del fuste del pilote en esfuerzo ocasionada por el levantamiento del terreno al hundir los pilotes en grandes grupos.

Los pilotes Raymond se han utilizado en muchas partes del mundo. Se adaptan a condiciones de suelo variables ya que se pueden agregar o eliminar secciones, según se requiera, para lograr diversas penetraciones.

Cuando se requieren grandes profundidades, la sección más baja puede consistir de un tubo de acero (figura 8.29b) o en una sección de tabla de concreto. Los pilotes de paso-ahusado de tubo de acero han sido hundidos a una profundidad de 75 m.

Los pilotes Raymond de sección constante consisten en láminas de acero ligero corrugadas en espiral de 311 mm de diámetro hundidas con los extremos cerrados por una placa de acero plano por un mandril interno desarmable. Se retira el mandril y se rellena el tubo con concreto. Se fabrica un tipo similar con cascos de acero corrugado Armco hundidos con el mandril interno desarmable "Cobi", el cual tiene corrugados que coinciden con los corrugados de los cascos.

8.13.3. Cascos de concreto hundidos con mandril (pilotes de West)

Los pilotes de casco de concreto son instalados por la West's Piling and Construction Co. El pilote consiste en cascos de concreto precolado en pequeñas longitudes reforzados con fibras de polipropileno, los cuales son enroscados en un mandril de acero de lados rectos; el extremo inferior se tapa con una base cónica de concreto precolado. Los cascos se unen con bandas de acero circulares; su cara interna se puede pintar con betumen para obtener una junta resistente al agua. El mandril y los cascos se unen con un martinete que opera desde dentro de las escaleras de un marco de pilote. Una cabeza de hundimiento diseñada ingeniosamente permite que el peso completo del martillo golpee el mandril, mientras se transmite un golpe amortiguado a los cascos. La intensidad del golpe enviado a los cascos se puede variar ajustando la cabeza de hundimiento para adaptarse a la resistencia al hundimiento por fricción superficial o por adhesión. La secuencia para la instalación de un pilote de la West se ilustra en la figura 8.30a a c como sigue:

1. Se coloca una base de concreto en un orificio poco profundo y se baja el mandril sobre la base (figura 8.30a).

2. Los cascos de concreto se enroscan en el mandril.

3. Se hunde el pilote al nivel requerido (figura 8.30b).

4. Se remueve el mandril y se quita cualquier casco excedente.

5. Se inspecciona el interior del pilote, se coloca una jaula de acero reforzado en posición, y se rellena el interior de los cascos con concreto (figura 8.30c).

El pilote de West tiene la ventaja de que la longitud puede ser fácilmente ajustada para adecuarse a condiciones de suelo variables, agregando o eliminando los cascos. El pilote más largo que se ha hundido es de 32 m. El sistema de West permite el hundimiento de pilotes largos en condiciones de espacio limitado, ya que se pueden acoplar varios mandriles juntos para hundir un pilote largo. El desplazamiento del suelo obtenido con su diámetro relativamente más grande es ventajoso para incrementar la fricción superficial o la adhesión y la resistencia de la carga última, excepto en condiciones en que los grandes desplazamientos de suelo pudieran dañar estructuras adyacentes. Además, la transmisión del peso principal del golpe de martillo, a través del mandril, hacia la base del pilote reduce las vibraciones en suelo poco profundo. Se puede inspeccionar el cuerpo del pilote para asegurarse de que los cascos estén alineados y en contacto uno con el otro, antes de colar el interior.

Se debe tener cuidado al hundir este tipo de pilote a través de suelo que contenga grandes pedregones o de un lecho de roca escarpada. En estas condiciones, el fuste del pilote se puede flexionar, lo cual dificultaría la remoción del mandril y el consecuente desplazamiento de los cascos. Si los cascos no están convenientemente en tope uno con otro, la mayor parte de la carga se transmite al núcleo de concreto *in situ*, la cual tiene un diámetro pequeño en comparación y, si no está sólidamente colado, se puede colapsar bajo una pesada carga de trabajo. Además, si los pilotes son hundidos en grupos, el levantamiento del terreno pudiera ocasionar la separación de los cascos, a menos que se tomen las debidas precauciones como la instalación de los pilotes en un orden predeterminado o su colocación en orificios preperforados. Los pilotes de West se instalan en cinco tamaños como sigue:

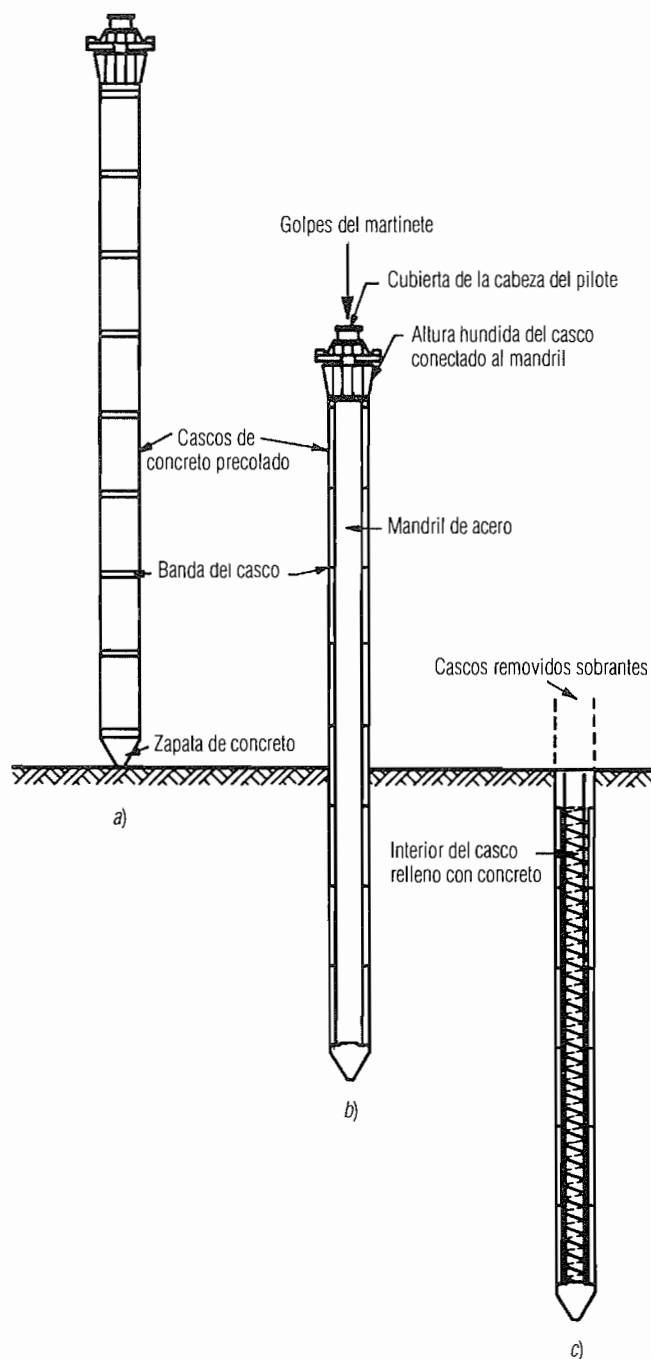


Figura 8.30. Etapas en la formación de un pilote con casco de West.

Diámetro exterior (mm)	Diámetro del núcleo (mm)	Longitud del casco (mm)	Carga de trabajo (kN)
280	165	914	300
380 o 405	275	915	hasta 650
445	305	915	500 a 800
510 o 535	380	915	750 a 1200
610	470	915	hasta 2000

8.13.4. Esfuerzos de carga de trabajo en pilotes hincados y colados en sitio

El CP 2004 limita los esfuerzos de compresión promedio en el fuste del pilote en la carga de trabajo al 25 % de la resistencia o compresión cúbica, característica a 28 días. El concreto no debe tener menos de 300 kg de cemento por metro cúbico. Cuando el pilote tiene un entubado permanente de grosor y forma adecuados, el esfuerzo de compresión permisible se puede incrementar a juicio del ingeniero. El New York Foundation Code (Código de Cimentaciones de Nueva York) también limita el esfuerzo en el fuste del pilote al 25 % de la resistencia del cubo, pero cuando el tubo o casco de metal tiene un grosor mayor a 3 mm, se permite que el esfuerzo en el metal contribuya a la resistencia del fuste del pilote. El esfuerzo de compresión permisible en el metal está limitada a 0.35 veces la fuerza de fluencia mientras esta última tenga un máximo de 248 N/mm². El código de Nueva York restringe la carga total, que se puede soportar por cualquier pilote solo, a no más de 1500 kN para roca de medianamente fuerte a fuerte, a 600 kN para roca débil, y a 1000 kN para tepetate sobre roca.

8.14. TIPOS DE PILOTE PERFORADO

8.14.1. Perforación con taladro mecánico

Las grandes máquinas de perforación rotativa con taladros espirales o de cucharón, desarrolladas en los últimos años para instalar pilotes perforados de gran diámetro, han alcanzado una gran eficacia y son capaces de enfrentar una amplia variedad de suelos, así como perforar roca débil. El uso de una suspensión de bentonita junto con la perforación de taladro de cucharón puede eliminar algunas de las dificultades incluidas en la perforación de limos y arcillas suaves y suelos granulares sueltos, sin el apoyo continuo de entubados. Las máquinas de taladro montadas en autocamiones o grúas (figura 8.31) ajustadas con tubo "Kelly" de triple telescopio y vástagos perforadores de extensión pueden perforar a profundidades de hasta 70 m. Las máquinas más grandes pueden perforar cuerpos de pilote con diámetros de hasta 4.57 m y con herramientas para ensanchar al fondo pueden formar bases agrandadas con diámetros de hasta 7.3 m. El taladro Highway del tipo mostrado en la figura 8.32 puede perforar orificios de hasta 1370 mm de diámetro a profundidades de 12.5 m.

Para lograr una exitosa operación de máquinas de taladro rotativo o de cucharón, el suelo debe estar adecuadamente libre de raíces de árbol, guijarros y pedregones, y autosostenerse con o sin suspensión de bentonita, ya que los taladros mecánicos sólo pueden operar en orificios sin tubo de ademe. Si el suelo es apto para ser cavado, lo común es colocar una sección de tubo de ademe en el orificio taladrado mediante una grúa o el mástil de la máquina. La parte inferior del vástago cuadrado de transmisión se puede entonces sujetar a la parte superior del tubo de ademe para voltearlo y empujarlo hacia el suelo, y dar un sello contra la entrada del agua. Después de utilizar una placa de taladro de tamaño menor dentro del tubo de ademe, para la parte más baja del orificio. Si se requiere, se puede utilizar una mayor longitud de tubo de ademe introduciéndola por dentro de la longitud ya colocada.

La perforación con taladro mecánico, bajo el agua o suspensión de bentonita, puede ocasionar cierto aflojamiento del suelo al nivel de la base del pilote. Cuando se requiere de una alta resistencia de la base, se puede compactar el suelo. En el caso del pilote perforado Bauer, esto se realiza mediante inyección a presión. Se suspende una placa de acero circular plana desde la parte inferior de la jaula de refuerzo, y se sujeta una lámina flexible de metal a la parte interior de la placa. Después de concretar el pilote, se inyecta lechada alrededor de la parte inferior a algunos metros del fuste del pilote para fijar éste al suelo circundante. Después de un periodo de endurecimiento, se inyecta lechada a alta presión para llenar el espacio entre las dos placas de acero. Esto fuerza la lámina más baja hacia abajo y comprime el suelo que se encuentra abajo.

Los pilotes inyectados con taladro emplean un taladro de aspas continuas para perforar el orificio del pilote. El vástago del taladro es hueco y, durante el hundimiento, la parte inferior del vástago se cierra con un larguero expandible. Después de completar la perforación, se invierte la dirección del taladro y, al mismo tiempo, se bombea una lechada de cemento y arena o de concreto fino hacia el vástago hueco a presiones mantenidas por encima de la hidrostática para prevenir el colapso de los lados de la perforación, así como la entrada del agua subterránea.

Los pilotes inyectados con taladro se instalan en diámetros que van desde los 300 hasta los 1500 mm. El método tiene la ventaja de un nivel bajo de emisión de sonido y muy poca vibración, haciéndolo adecuado para utilizarse en centros urbanos cerca de estructuras existentes. Sus desventajas son las dificultades o imposibilidad de perforar guijarros y

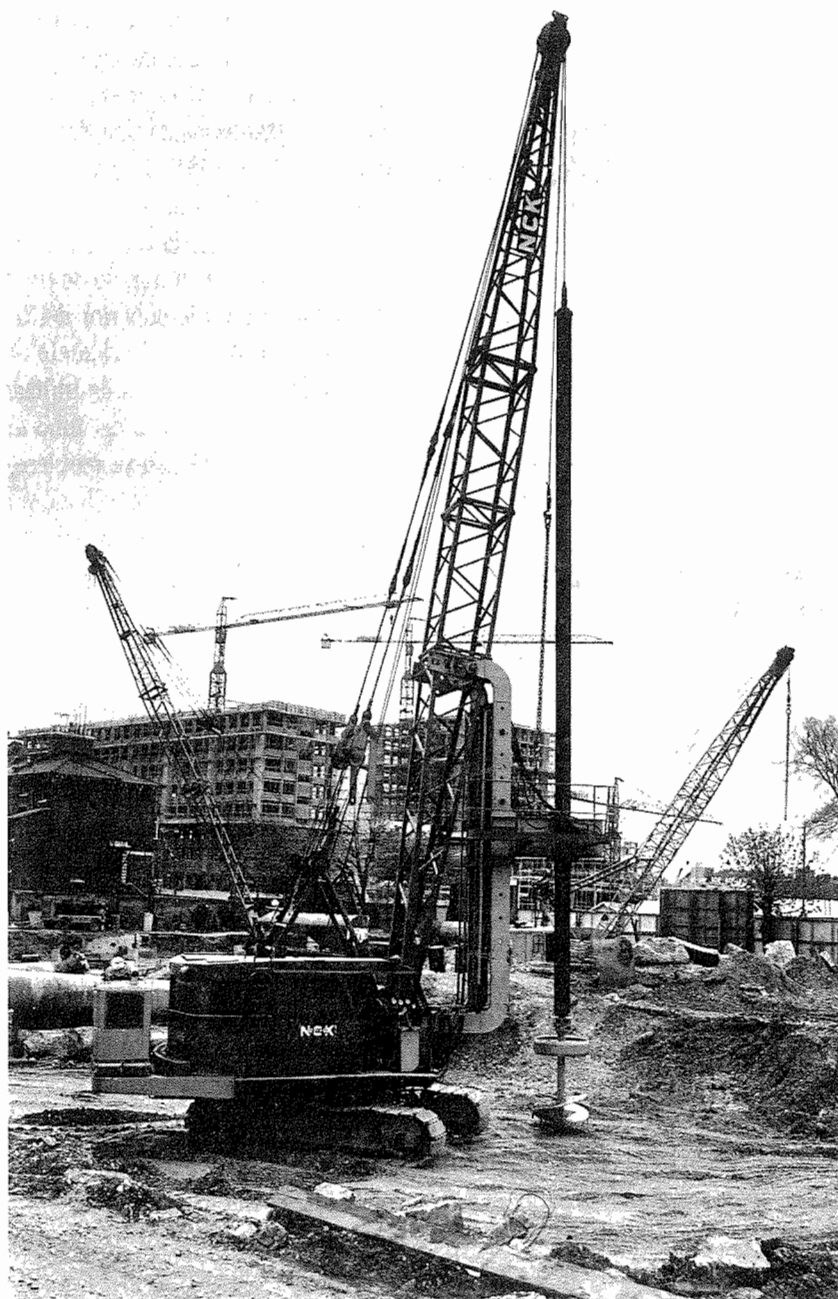


Figura 8.31. Taladro de la placa espiral de diámetro largo montado en la base de la grúa.

pedregones, así como roca débil. Además, las características del suelo, y en particular la profundidad bajo el nivel del suelo hasta el estrato de carga, no pueden ser fácilmente determinadas a partir del escombro descargado en las aspas en la superficie del terreno. Un método burdo para determinar las características de carga del suelo es el de monitorear el momento de volteo en el motor hidráulico hundiéndose el taladro.

8.14.2. Perforación por percusión o con equipo anillado de agarre

En suelos en que la perforación con taladro manual o mecánico es imposible, por ejemplo, en arenas o gravas que cargan agua, arcillas rocosas o pedregosas, o arcillas y limos muy suaves, lo usual es cavar el orificio para pilotes perforados y colados en sitio de diámetro medio con equipo de perfora-



Figura 8.32. Taladro mecánico de carretera.

ción convencional de cable de percusión (figura 8.33). Un tipo común de equipo para pilotes de diámetro pequeño es similar al utilizado para perforaciones exploratorias (figura 1.3).

Los equipos de perforación especialmente diseñados para pilotes perforados de gran diámetro que utilizan métodos de agarre incluyen: la máquina Benoto (figura 8.34), la Bade, la Casagrande GC 1500, y la Hochstrasser-Weise. En estos tipos, al entubado se le da un movimiento semirrotativo continuo para mantenerlo hundiéndose, al tiempo que avanza la perforación. Existen diversos tipos de agarre para diferentes condiciones de suelo. El entubado puede tener juntas soldadas y dejarse en posición o tener juntas apernadas y removerse al momento de colar el fuste del pilote. El equipo Benoto EDF 55 normalmente hunde orificios de hasta 1 m de diámetro a una profundidad de 30 m.

A pesar de poder utilizarse en todos los tipos de suelo, los equipos de perforación de agarre son más adecuados para suelos difíciles como la grava gruesa y los guijarros, morena gla-

cial, arcilla calcárea o pizarras y barros de cama delgada. Los equipos de taladro espiral o de cucharón usualmente trabajan más aprisa que los del tipo de agarre en arcillas de firmes a rígidas y en arenas uniformes.

La utilización de tenazas para formar cimentaciones rectangulares profundas ("barretas") por excavación bajo una suspensión de bentonita se describió en la sección 6.3.3.

Un problema en la perforación de pilotes en suelos granulares, ya sea con equipo de cable de percusión en el caso de pilotes de diámetro pequeño, o con equipo de agarre para diámetros mayores, es el riesgo de la remoción excesiva de suelo durante la perforación. Esto sucede particularmente al perforar mediante métodos de percusión de cable, ya que el suelo es expulsado hacia el exterior por una acción de succión. Se utiliza agua para inducir el flujo de suelo hacia la herramienta de perforación, y si no está presente el agua natural subterránea, ésta debe ser inducida al orificio de perforación del pilote. El violento levantamiento y descenso del "casco" puede causar flujo del suelo adyacente con riesgo de asentamiento de cualquier estructura circundante. Es posible minimizar el riesgo de pérdida de suelo hundiendo la del entubado hacia adelante de la perforación, pero esto puede hacer imposible la remoción del entubado después de colar el cuerpo del pilote, ya que el hundimiento del entubado provoca la compresión del suelo que se encuentra alrededor del entubado. Los contratistas de pilotes prefieren mantener flojo el suelo alrededor del entubado con el fin de que caiga detrás de la perforación con la ayuda ocasional de una protección de la cabeza del pilote. Este procedimiento es satisfactorio cuando se colocan los pilotes en campo abierto, pero puede tener serias consecuencias si existen edificios o servicios cercanos al área de pilotaje. En estas circunstancias, el mejor procedimiento es utilizar un taladro rotario (sección 8.14.1) bajo una lechada de bentonita.

8.14.3. Pilotes perforados con ensanchamiento en el fondo

La construcción de edificios muy altos, de 20 pisos o más, sobre arcilla London creó la necesidad de pilotes de gran diámetro con o sin bases agrandadas o "acampanados". Los diversos aspectos de diseño, construcción, pruebas y economía de pilotes perforados de gran diámetro se discutieron en un simposio llevado a cabo en la Institution of Civil Engineers (Institución de Ingenieros Civiles) en 1966.^{8.17} Los siguientes puntos en la construcción de cimentaciones de este tipo inclu-

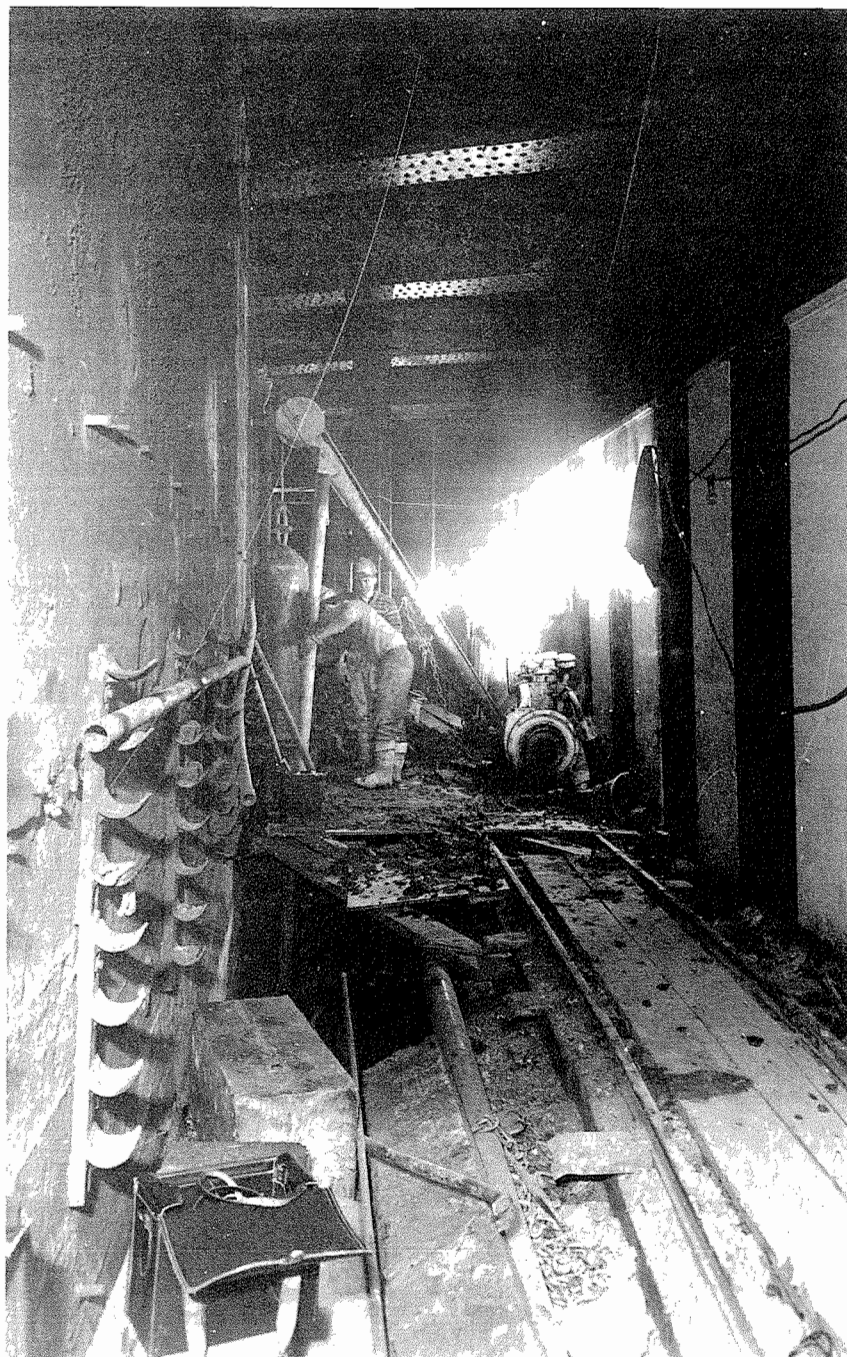


Figura 8.33. Instalación de pilotes perforados de diámetro pequeño con aparato de cable de percusión.

yen una gran cantidad de información útil y práctica extraída de la ponencia de Palmer y Holland de este simposio.

El ahorro en costo, con la utilización de pilotes con ensanchamiento al fondo, se debe principalmente al ahorro en material excavado del orificio de perforación y en el concreto utilizado para remplazar el material excavado. Sin embargo, en suelos difíciles como las arcillas pedregosas que contienen cristales de limo o arena, o cualquier suelo no cohesivo, es

prácticamente imposible formar un ensanchamiento al fondo. Además, por el largo tiempo que toma la formación de un ensanchamiento al fondo con medios mecánicos o con excavación manual, comparado con el tiempo que toma la perforación de un pilote de lados rectos, las ventajas económicas del pilote ensanchado al fondo se vuelven algo marginales, aun en suelo favorable, como la arcilla London. Se debe hacer notar que la arcilla London, particularmente en los lechos

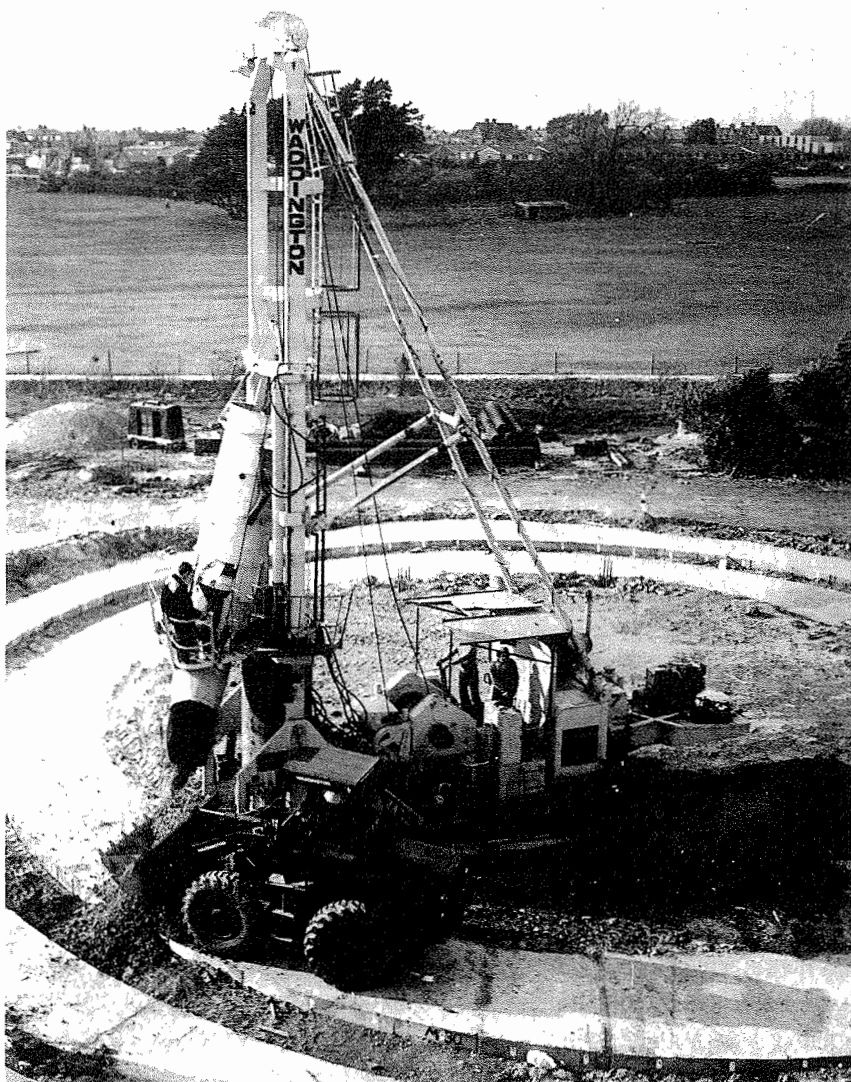


Figura 8.34. Aparatos de tipo agarradera de Benoto para pilotes perforados de gran diámetro.

basales, contiene estratos de arena y limo finos con carga de agua que pueden hacer imposible el ensanchamiento al fondo, y pueden ocasionar el colapso de los lados de orificios para pilotes de cuerpo recto.

La excavación del ensanchamiento al fondo se obtiene con un cucharón acampanado rotado con los vástagos de perforación o el vástago cuadrado de transmisión. Se utilizan dos tipos de cucharones "acampanadores". El más ampliamente utilizado tiene brazos unidos con bisagras a la parte superior del cucharón (figura 8.35) y actúan con la ayuda del vástago cuadrado de transmisión o con los vástagos de perforación. Los brazos tienen dientes de corte, y el suelo excavado se remueve con el cucharón. Este tipo corta en forma cónica, la cual tiene la ventaja de mantener la estabilidad en suelos fisurados, y

que los brazos se contraen hacia el cucharón al ser removido del orificio. El segundo tipo (figura 8.36) tiene brazos unidos

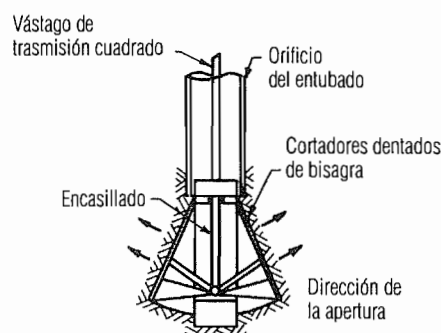


Figura 8.35. Cucharón acampanado articulado en la cubierta.

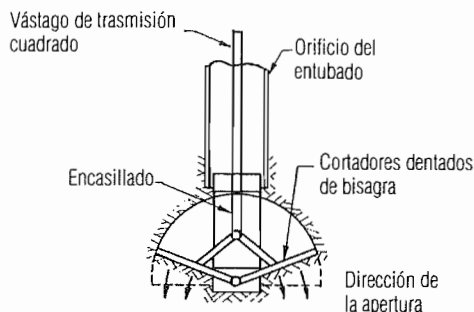


Figura 8.36. Cucharón acampanado y articulado en el fondo.

con bisagras al fondo del cucharón. Este tipo tiene la ventaja de ser capaz de cortar una campana más amplia que la del tipo unido en la parte superior y, ya que la acción de corte es siempre en la base del orificio, produce una base más limpia con menos pérdida y reblandecimiento del material. Sin embargo, la superficie hemisférica superior de la campana es menos estable que la superficie cónica y los brazos unidos con bisagras al fondo tienden a atascarse en el orificio al extraer el cucharón.

Los cucharones acampanadores normalmente cortan a diámetros de base de hasta 3700 mm, a pesar de que se pueden obtener diámetros de hasta 7300 mm con equipo especial. No es práctico por lo común formar campanas en pilotes que tienen fustes de longitudes menores a 762 mm de diámetro. A pesar de poder limpiar la base de un pilote mecánicamente ensanchado al fondo con herramientas mecánicas especialmente diseñadas, se trata de una operación algo tediosa y en general se prefiere limpiar la base a mano, cuando se ha removido todo el escombros y material reblandecido.

Se pueden formar bases alargadas en suelos o rocas estables, o relativamente secos, con excavación manual. Se requiere de alguna forma de soporte del techo de la campana para asegurar a los trabajadores. Un método de soporte que ha sido utilizado es en forma de "araña", y consiste en varias nervaduras de acero unidas. Se coloca el ensamble en el orificio de perforación y se expanden las nervaduras para forzarlas en contacto con el techo de la campana. Si se requiere de bases muy grandes, se pueden hacer túneles para conectar las campanas, y después se puede llenar toda el área con concreto adecuadamente reforzado para lograr la acción de viga deseada.

Muchas veces es imposible predecir, por medio de perforaciones de investigación comunes, las dificultades que se pueden encontrar al intentar formar bases alargadas en pilotes de gran diámetro. Por esta razón, es bueno incluir un punto en los contratos de pilotaje en el que se señala la perforación de

un pilote de prueba antes de cerrar el contrato de pilotaje principal. Este punto puede ser costoso en el sentido de que el contratista debe llevar a sus trabajadores y equipo a la locación para después hacerlos volver, pero este procedimiento puede, con frecuencia, ahorrar una cantidad considerable de dinero durante el pilotaje principal, ya que se pueden predecir las dificultades, realizar las modificaciones al diseño del pilote y, de ser necesario, abandonar la idea de ensanchar el fondo de los pilotes y adoptar pilotes de lados rectos más profundos. También se pueden realizar pruebas de carga para revisar el diseño en esta etapa preliminar de prueba.

8.14.4. Perforación e inspección de pilotes perforados

Se aconseja realizar una inspección precisa de la base de todos los orificios de perforación, con o sin campanas, para asegurar que estén limpios y libres de material reblandecido, y que los muros de las perforaciones se encuentren en una condición estable. Los pilotes perforados de gran diámetro se utilizan frecuentemente en una base "una columna-un pilote", y es poco común poner más de tres pilotes a una columna. En estas condiciones, la falla de sólo un pilote por una mala construcción tendría consecuencias desastrosas. Por lo tanto, durante la supervisión en el sitio de los contratos de pilotaje, el ingeniero debe tratar cada pilote en la misma forma en que lo haría con cimentaciones a base de zapatas aisladas ordinarias, esto es, al contratista de pilotaje no se le debe permitir colocar el concreto hasta que el ingeniero o encargado de los trabajos comprueben que el suelo no es más débil que el tomado como base para el diseño del pilote, y que el orificio está en buenas condiciones para recibir el concreto.

Se recomiendan las siguientes precauciones en la construcción y subsecuente inspección a los pilotes perforados:

1. El cuerpo del pilote debe estar apoyado con un entubado a través de suelos blandos o sueltos para evitar que las paredes de la perforación se colapsen. (Este entubado puede ser sacado una vez colado el pilote.)
2. El entubado se debe colocar para sellar las capas de suelo que tengan carga de agua. Cualquier suelo que se adhiera al interior del entubado se debe remover antes de insertar el entubado en el orificio de perforación, y nuevamente antes de colocar el concreto. El entubado se debe llevar a una capa impermeable bajo la capa de carga de agua hasta una profundidad suficiente para mantener el sello

hasta que se complete el resto del orificio, y hasta que el concreto sobrepase la capa de carga de agua.

3. Los cortes de suelo o roca que se remuevan del orificio del pilote se deben comparar con las descripciones establecidas en los registros de los orificios de investigación.

4. Se deben realizar pruebas de fuerza cortante cuando sea necesario en muestras de suelo no alterado tomadas del fondo de pilotes seleccionados como revisión de la información de diseño.

5. Los orificios de pilotes poco profundos, si son demasiado pequeños para permitir que un hombre baje a inspeccionar la base, se deben inspeccionar encendiendo una luz a lo largo del orificio. Se deben limpiar todos los restos de suelo o roca antes de colocar el concreto.

6. Todos los orificios para pilotes profundos deben ser aplomados al fondo inmediatamente antes de colar bajando una "jaula" hasta la máxima profundidad. La profundidad aplomada se debe comparar con la profundidad medida inmediatamente después de completar la perforación. Esta revisión asegurará que el suelo no se haya colapsado hacia el interior del orificio.

7. Todos los pilotes que tengan una perforación lo suficientemente grande para admitir a un hombre se deben inspeccionar inmediatamente antes de colocar el concreto. Se debe remover todo suelo que se adhiera al entubado o a las paredes del orificio. También se debe retirar todo material que haya caído y el suelo que se haya aflojado al pisotearlo. De ser necesario, esto se debe realizar en áreas pequeñas, cada una protegida en turno por una capa de concreto seco. Se debe bombear o retirar cualquier acumulación de agua antes de colocar el sello de concreto o el primer levantamiento del concreto de la base. Si el flujo de agua es tal que el cemento pudiera ser lavado del concreto o que pudiera ocasionar inestabilidad en el suelo que se encuentra debajo de la base, entonces se deben abandonar los intentos de colar el pilote "en seco" y utilizarse los métodos "bajo agua" descritos en la siguiente sección.

8. El intervalo de tiempo entre la terminación de la perforación y la colocación del concreto debe ser lo más corto posible, y en ningún caso mayor a seis horas.

9. Si se requieren trabajadores en la base de los pilotes, se debe colocar un entubado de seguridad holgado suspendido del cuerpo del pilote para proteger a los trabajadores del material que pudiera caer de los lados del orificio. El método de suspensión debe ser absolutamente seguro, ya que podría matar a un hombre si cayera en una base ensanchada. La parte superior del entubado se debe proyec-

tar por encima del nivel del terreno como medida de seguridad contra herramientas o piedras que pudieran caer accidentalmente en el orificio.

10. Los hombres que trabajen en el interior del orificio deben utilizar cascos de seguridad y arneses. Estos últimos se requieren para sacar a los hombres rápidamente del orificio y así evitar que se lastimen o inhalen gas.

11. Mientras haya hombres trabajando en el interior del orificio, debe haber un hombre en el exterior que asegure que no caiga ningún objeto o herramienta a su interior y que asegure adecuadamente las herramientas necesarias para bajarlas al orificio. La parte superior del orificio se debe cubrir mientras no haya nadie de guardia.

12. Se deben tener a la mano lámparas de seguridad y otros instrumentos detectores de gas, y mantenerse siempre en condiciones de operación óptimas.

13. Se deben realizar pruebas frecuentes de gas en relleños o cuando los orificios pasen a través de camas de turba o arcillas orgánicas, o al trabajar en sitios en que se han encontrado ductos de gas antiguos.

14. Todos los trabajos se deben realizar de acuerdo con los requerimientos de la British Standard (Norma Británica) CP 2011 ("Precauciones de seguridad en la construcción de orificios de perforación de gran diámetro para pilotaje y otros usos").

Thorburn y Thorburn^{8,18} han revisado los problemas asociados con la instalación de pilotes de concreto colados en sitio.

8.14.5. Pilotes perforados, hincados y colados en sitio

En orificios de perforación secos, o en orificios en que se pueda remover el agua con cubetas, los pilotes se cuelan mediante el simple método de volcar una mezcla adecuada y manejable (no más delgada de 300 kg de cemento por metro cúbico de concreto) en el orificio de perforación desde una carretilla o volteador. Este método también se utiliza para los cuerpos de pilotes hincados y colados en sitio en los que el tubo de hundimiento está cerrado con una placa de acero extensible. Se coloca un embudo en la boca del orificio para recibir la carga de concreto y para prevenir su contaminación con suelo y materia vegetal en la superficie del terreno. Antes de colocar el concreto, el orificio debe estar libre de agua y suelo flojo o suelto, y ensancharse el fondo del orificio. Si el

fondo de éste se encuentra mojado, primero se colocará una capa de concreto seco y luego ensancharlo. Entonces se puede colocar el concreto utilizando una mezcla manejable (75 a 100 mm de asentamiento), la cual se autocompacta pero no se separa.

Existen varias dificultades prácticas al colar pilotes en suelos con carga de agua, en suelos permeables, o en combinaciones de ambos. Las dificultades se agravan con la presencia de la jaula de refuerzo. Si el fondo del entubado se eleva por encima del concreto al colar el cuerpo del pilote y se remueve el entubado en levantamientos sucesivos, puede fluir agua en el orificio y debilitar el concreto. Además, toda agua que se lleva al fuste del pilote en forma de lechada tendrá un serio efecto debilitador en el concreto. Se puede infiltrar arena o arcilla causando desgaste. Si, por otro lado, el concreto se mantiene alto en el entubado, tenderá a atascarse en el interior del entubado. El alzamiento del entubado levantará entonces el concreto dentro de ella y la parte inferior del pilote también será levantada por la jaula de refuerzo. No existe un remedio simple para dicho contratiempo. La única cosa que se puede hacer es remover todo el concreto y el refuerzo, limpiar el orificio y comenzar de nuevo. En estas condiciones, el colado de un pilote demanda el mayor de los cuidados. El concreto debe ser rico y fácilmente trabajable. Se debe dejar un espacio generoso entre las varillas verticales y los cinchos o ataduras espirales de la jaula de refuerzo para permitir que el concreto fluya fácilmente entre las varillas. Se deben utilizar espaciadores tipo polea para mantener el espacio entre las varillas y el suelo.

La principal dificultad al colar pilotes perforados ocurre en suelos con carga de agua cuando el agua del orificio no se puede bombear o extraer con cubetas. Entonces se debe colar con concreto todo el cuerpo del pilote bajo el agua utilizando un tubo *tremie*. El concreto colocado a través de un tubo *tremie* debe ser fácilmente manejable (125 a 180 mm de caída) y tener un contenido mínimo de cemento de 400 kg/m³. Se debe utilizar un retardador si existe el riesgo de que el concreto fragüe antes de remover el entubado del orificio. El nivel terminado del concreto colocado por el tubo *tremie* debe ser más alto que el nivel de corte del diseño para permitir la remoción de la capa gruesa de lechada que siempre se forma en la superficie expuesta del concreto colocado con el tubo *tremie*.

Se debe notar que no se ha mencionado la colocación del concreto por medio de una cubeta con fondo abierto. Por experiencia personal y diversos ejemplos mencionados en literatura técnica, el autor está convencido de que el uso de este aparato no es una práctica útil. Al colocar el concreto en un

orificio profundo, el operador de la grúa no tiene la sensibilidad suficiente para "sentir" que la cubeta se está abriendo justo abajo de la superficie del concreto. La cubeta puede atascarse en la jaula de refuerzo en un nivel más alto y hacer que el concreto caiga a través del agua; si se hace descender demasiado hasta entrar el concreto fluido, éste se mezclará con agua. El resultado del mal manejo de la cubeta con fondo abierto es la formación de capas de lechada y de "panales" de concreto. No se puede hacer nada con un concreto defectuoso. Los intentos por colocar lechada de concreto en "panales" han fallado, ya que es imposible formar presión en la capa de "panal". La lechada encuentra un camino más fácil hacia arriba de los lados del pilote.

Algunas veces se utiliza lodo de bentonita en lugar de entubado para apoyar las paredes del orificio, colocando concreto detrás de la bentonita por medio de un tubo *tremie*. Sin embargo, es necesario mantener una cabeza adecuada de concreto en el tubo *tremie* y mantenerla en movimiento continuo para soportar la presión del fluido de bentonita tixotrópica de alta densidad que se desplaza con el concreto que fluye hacia afuera. Se experimentaron dificultades en la colocación de concreto por medio de un tubo *tremie* bajo bentonita en las cimentaciones con pilotes de 18 a 21 m de profundidad del puente Wuya, en Nigeria.^{8,19} En este lugar, se requirió una densidad de lodo de 1600 kg/m³ para prevenir el colapso del suelo, y el lodo formó un gel debido a las altas temperaturas del suelo. El concreto se atascó en el tubo *tremie*, especialmente cuando se detuvo el relleno para remover secciones de tubería. El método que finalmente se adoptó fue utilizar concreto altamente manejable con un plastificante y un retardador, y remover el tubo *tremie* como una sola unidad sin romper las juntas.

Cuando el agua subterránea está presente en estratos de roca fisurada, pueden surgir problemas como resultado de la presencia de esta agua cuando el cemento es lavado fuera del concreto en los orificios de pilotes. La presencia de esta agua se puede deber a operaciones de perforación en pilotes adyacentes a los ya colados. Si se sospecha de este problema, las operaciones de perforación se deben detener hasta que el concreto se haya endurecido lo suficiente, o la perforación de todos los pilotes en un grupo se debe completar antes de colocar el concreto. Algunas de estas dificultades se pueden sobrelevar inyectando lechada a la roca a través de un orificio de un pilote perforado antes del orificio del pilote.

No se recomienda el colado de pilotes bajo agua por medio del método de "preempacado" o "precolación", ya que se pueden contaminar con limo o arcilla suspendidos en el agua.

8.14.6. Prueba de integridad de pilotes colados en sitio

La solidez de los cuerpos de pilotes hundidos como de perforados y colados en sitio se puede revisar mediante la prueba de integridad no destructiva. Weltman^{8,20} describe cuatro métodos:

1. Acústico.
2. Radiométrico.
3. Sísmico.
4. De respuesta dinámica.

En los métodos **acústico** y **radiométrico**, se hace descender un sensor de prueba a través de un orificio taladrado o formado en el pilote. El sensor de prueba transmite pulsaciones ultrasónicas que pasan a través del concreto del pilote y que son captadas por un receptor montado en la parte inferior del sensor de prueba o en un orificio de prueba adyacente en el mismo pilote. Los sensores de prueba radiométricos emplean equipo de dispersión de rayos gamma. En el método **sísmico**, se golpea la cabeza del pilote con un martillo o con un aparato de impulso mecánico. Un acelerómetro montado en la

cabeza del pilote recibe las ondas reflejadas de la base del pilote, y un oscilógrafo las registra. El método de **respuesta dinámica** emplea un vibrador sujeto a la cabeza del pilote, y la respuesta es monitoreada por un transductor de velocidad.

Los métodos sísmico y de respuesta dinámica son los más frecuentemente utilizados en la Gran Bretaña, ya que hacen innecesario taladrar o formar orificios en el pilote. Existe un periodo de espera después de colar como de una semana antes de que el concreto esté lo suficientemente maduro para probarlo.

8.14.7. Pilotes Prestcore

Este es un tipo especial de pilotes perforados en los que se hacen descender unidades cilíndricas de concreto precolado por un orificio de perforación. El procedimiento es el siguiente:

1. El entubado se hunde por medio de métodos normales de perforación hasta el nivel deseado, y se coloca una carga de concreto en el fondo del entubado (figura 8.37a).
2. Se enroscan unidades cilíndricas de concreto precolado con un orificio central y pequeños orificios periféricos

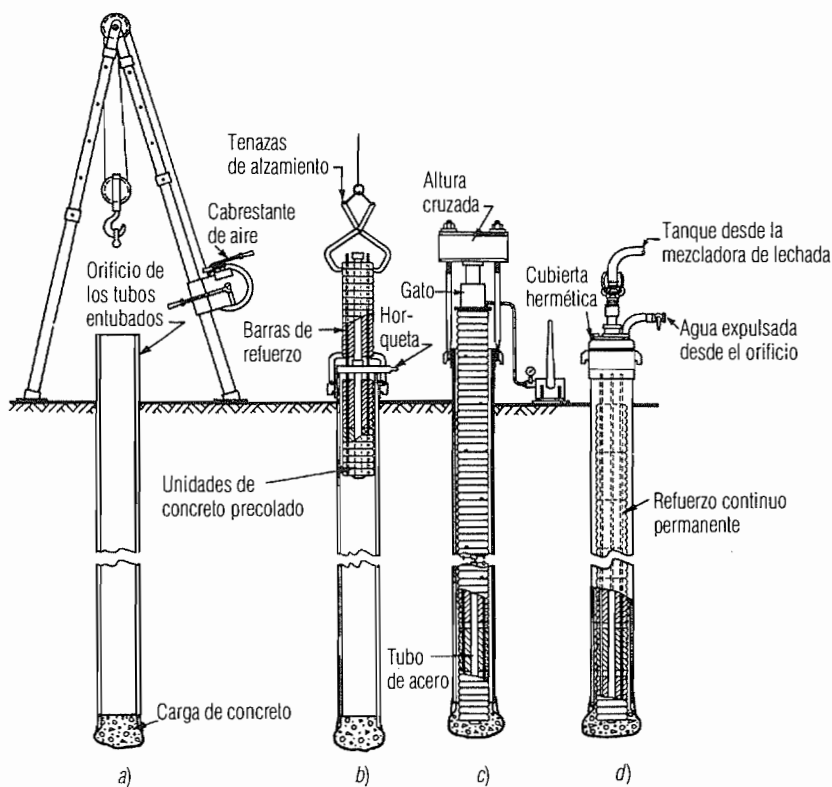


Figura 8.37. Etapas en la formación de un pilote Prestcore.

en una tubería de acero y se hacen descender por el orificio de perforación. También se enroscan cables de refuerzo a través de los orificios periféricos (figura 8.37b).

3. Se levanta parcialmente el entubado de la unidad superior con gato. Esto asienta todas las unidades y fuerza el concreto inferior *in situ* hacia abajo y hacia afuera. En suelo blando, el concreto tiende a formar un extremo alargado (figura 8.37c).

4. Se enrosca una cabeza de lechada en el entubado y se introduce lechada de cemento bajo presión a través de la tubería central. La lechada presiona entre las unidades de concreto precolado y el suelo, y rellena los orificios que contienen los cables de refuerzo. Se expelle el agua subterránea por la columna de elevación de lechada (figura 8.37d).

5. Se continúa inyectando lechada al tiempo que se saca el entubado y la lechada rellena el espacio entre la cara exterior de las unidades y el suelo.

Diversas firmas bajo la licencia de B. S. P. International Foundations Ltd. instalaron pilotes Prestcore. Las unidades tienen diámetros nominales de 350, 460 y 660 mm para cargas de trabajo de hasta 400, 600 y 1000 kN, respectivamente, dependiendo de las condiciones del suelo.

Las unidades de concreto precolado resultan convenientes en suelos permeables y en aquellos que contiene químicos abrasivos. En estas últimas condiciones, es necesario utilizar concreto de alta calidad, con cementos especiales según se requiera (véase sección 13.5.2). No se emplea apisonamiento ni vibración, lo cual es una ventaja al trabajar cerca de estructuras existentes, pero se deben tomar precauciones para evitar la pérdida de suelo durante la perforación. El uso de secciones precoladas hace a este tipo de pilotes más adaptable para continuarse por encima del nivel del terreno. Sin embargo, este sistema es ahora obsoleto.

8.14.8. Minipilotes y micropilotes

Los mini y micropilotes son pilotes perforados y colados en sitio con un diámetro de menos de 300 mm. Se instalan por medio de taladro rotativo o de percusión, o una combinación de ambos. Después de completar la perforación, se introduce el refuerzo seguido de la colocación de lechada de cemento o concreto a través de un tubo *tremie*. Si se utiliza el lechado, se debe consolidar la lechada líquida con presión de aire. En algunas aplicaciones, se utiliza un tubo de acero como el elemento permanente de soporte de la carga

con lechada inyectada hacia abajo del tubo para rellenar el anillo. El capítulo 12 describe las aplicaciones de los mini y micropilotes.

8.14.9. Esfuerzos de trabajo para pilotes perforados

Los esfuerzos de trabajo permisibles no deben exceder a aquellos de los pilotes hundidos y colados en sitio indicados en la sección 8.13.4.

8.15. TIPOS DE PILOTE COMPUESTO

Los pilotes compuestos se utilizan en condiciones de suelo en que los pilotes comunes serían inadecuados o costosos. Pueden consistir en una combinación de pilotes perforados y hundidos, o en pilotes hundidos que contengan dos tipos de material. Un tipo frecuentemente utilizado de pilote compuesto es el pilote de concreto y madera. Este tipo combina la economía y facilidad del manejo del pilote de madera con la durabilidad del pilote de concreto. La factibilidad del anterior a descomponerse sobre el nivel de aguas freáticas ya se ha mencionado. Por lo tanto, el pilote de madera se termina bajo el nivel más bajo de agua freática y la parte superior se forma con concreto. Un método para realizar esto es hundir un tubo de acero hasta justo abajo del nivel de agua. Se limpia el tubo, se hace descender un pilote de madera y se hunde hasta el nivel requerido. La porción superior se cuela con la remoción simultánea del tubo (figura 8.38).

Es común en Escandinavia hundir pilotes compuestos de concreto y madera como una sola unidad. Se hundieron pilo-

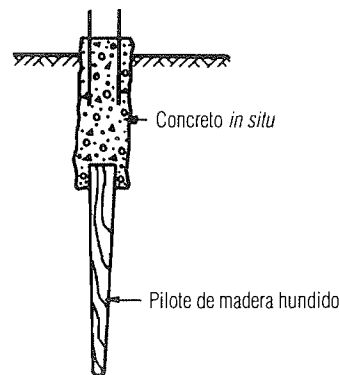


Figura 8.38. Pilote compuesto de concreto y madera.

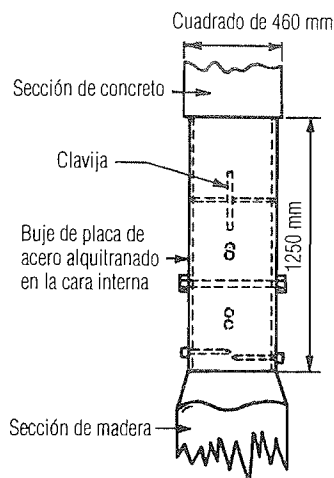


Figura 8.39. Junta de cubierta en un pilote compuesto de madera y concreto en el muelle Skarvik Oil, Gothenburgo.^{8,12}

res de este tipo en el muelle Skarvik Oil, en Gothenburgo,^{8,12} los cuales tenían una sección cuadrada de concreto reforzado de 460 mm y 17.7 m en la parte superior y secciones de madera de 5 a 26 m de largo en la parte inferior. Primero se hundieron secciones de madera hasta que la cabeza estaba a pocos metros encima del terreno. Después se colgaba la sección de concreto de las guías y se hacía descender hasta que la cubierta en la parte inferior de la sección de concreto se presionaba sobre la cabeza preparada del pilote de madera. La figura 8.39 muestra la junta con cubierta. Se calentaba la cubierta alquitranada para reducir la fricción entre ésta y la madera. Los pilotes de madera más cortos no se podían hundir al punto en que quedarán fijos en posición sobre el suelo mientras se realizaba la unión. Para estos casos, los contratistas Messrs Christiani y Nielsen diseñaron una jaula tubular dividida que sostenía al pilote de madera mientras se llevaba el de concreto a las guías. Después se ponía en contacto la sección de madera con la cubierta elevando la jaula. Finalmente se abría y removía la jaula.

Otro método de pilotaje compuesto es el de utilizar una sección hundida de concreto precolado hueco que permanece en la posición después de haber hundido el pilote de madera hasta la profundidad requerida. Se pueden hundir pilotes compuestos de sección H de acero y concreto de manera similar a la de pilotes de concreto y madera. La porción de concreto se utiliza en la zona encima e inmediatamente debajo del nivel del suelo, el cual es más susceptible a la corrosión. El diseño de dichos pilotes compuestos debe proporcionar una conexión rígida entre los dos componentes.

8.16. DISEÑO DE CUBIERTAS Y DE VIGAS DE CUBIERTA

8.16.1. Cubierta

Es imposible asegurar que los pilotes están siendo hundidos o perforados verdaderamente en forma vertical o exactamente a la inclinación prescrita.

Los Procedimientos y Especificaciones Modelo para Pilotaje de la Institution of Civil Engineers (Institución de Ingenieros Civiles) permite una desviación que no exceda los 75 mm en cualquier dirección desde el centro del pilote al ser hundido hacia el punto central mostrado en el dibujo. Esta desviación es para cortes de la cabeza del pilote en o por encima del nivel del terreno. Se permite una desviación adicional para cortes de cabeza de pilote bajo el nivel del suelo para conformar la máxima desviación permisible de 1 en 75 para un pilote vertical, y de 1 en 25 para la inclinación específica de un pilote inclinado.

Por lo tanto, las cubiertas deben tener dimensiones amplias que les permitan acomodar pilotes que se desvían de su posición original. Esto se puede hacer extendiendo la cubierta por una distancia de 100 a 150 mm fuera de las caras externas de los pilotes en el grupo. La cubierta debe tener la profundidad suficiente para asegurar una completa transferencia de la carga desde la columna hasta la cubierta, en esfuerzo cortante de penetración, y desde la cubierta hasta los pilotes.

En un grupo de pilotes aislado, la cubierta debe incluir por lo menos tres pilotes para asegurar su estabilidad contra fuerzas laterales. Una cubierta para sólo dos pilotes debe conectarse con vigas de enlace a cubiertas adyacentes. La figura 8.40a a e muestra diseños típicos de cubiertas para diversos números de pilotes.

El espaciamiento mínimo de pilotes en un grupo se ha mencionado en la sección 7.13. La utilización de este o de un mayor espaciamiento entre los pilotes se debe realizar de forma que el centroide del grupo coincida con la línea de acción de la carga. Esto asegura que todos los pilotes lleven la misma carga y evita la inclinación del grupo si estuviera sostenido en un estrato compresible.

Se deben desmontar las cabezas de los pilotes de concreto reforzado y unir el refuerzo que sobresale hacia la cubierta para dar la longitud de adhesión requerida. Una investigación del Ohio Department of Highways (Departamento de Carreteras de Ohio)^{8,21} mostró que si la cubierta de concreto tiene el tamaño y la distribución adecuados, y está apropiada-

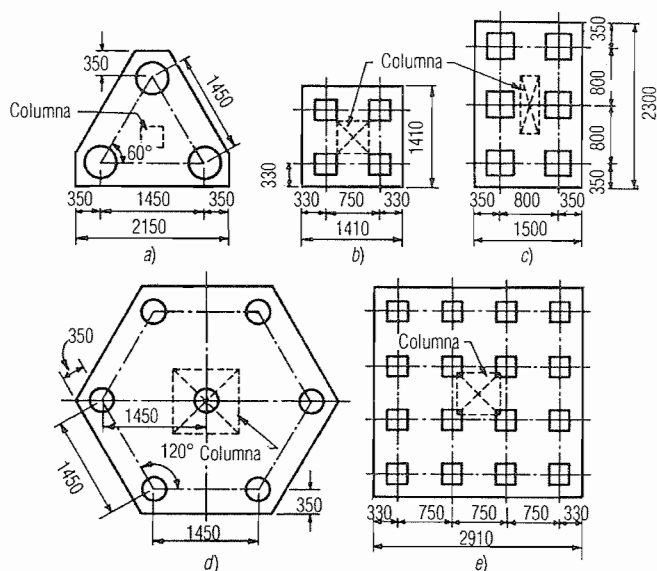


Figura 8.40. Cubiertas típicas de los pilotes. a) Cubierta para tres pilotes de fricción de diámetro de 450 mm. b) Cubierta para cuatro pilotes cuadrados de carga final de 350 mm. c) Cubierta para seis pilotes cuadrados de carga última de 400 mm. d) Cubierta para siete pilotes de fricción de 450 mm de diámetro. e) Cubierta para 16 pilotes cuadrados de carga última de 350 mm de diámetro.

damente reforzada para las reacciones del pilote, no existe la necesidad de incluir una placa de carga u otro sistema de transferencia de carga en la cabeza de un pilote de sección H de acero. Sin embargo, en el caso de pilotes de acero delgado, el espesor de la cubierta requerida para resistir el esfuerzo cortante de penetración puede ser costosa. Se puede ahorrar en el espesor de la cubierta soldando o remachando proyecciones a la cabeza del pilote de acero para dar un área incrementada de carga. Los sistemas de transferencia de carga utilizados para las cabezas de los pilotes de caja de acero Rendhex y de los pilotes de sección H se muestran en la figura 8.41a y b.

El refuerzo de acero no se debe enroscar a través de orificios pretaladrados en las alas o almas de pilotes de acero. No siempre es práctico asegurar que las cabezas de los pilotes puedan ser hundidas dentro de 75 mm de su posición diseñada (véase tolerancias, arriba), lo que significa que el refuerzo en el larguero o en las vigas de cubierta debe ser retorcido o removido para permitir que las barras pasen a través de los orificios.

La profundidad del larguero requerida para pilotes de madera está muchas veces determinada por la necesidad de llevar protección de concreto hacia la madera que se encuentra debajo del nivel más bajo de aguas subterráneas.

Para cubiertas pequeñas y bases de columna relativamente

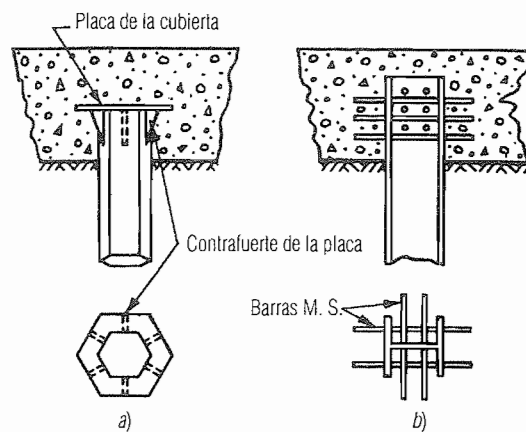


Figura 8.41. Cubierta para los pilotes de acero. a) Cubierta para un pilote hexagonal. b) Cubierta para un pilote de sección H.

grandes, la carga de la columna debe ser parcialmente transferida directamente a los pilotes. La parte directamente transferida por traslape en un grupo de cuatro pilotes se muestra en las áreas sombreadas de la figura 8.42. En estas condiciones, las fuerzas cortantes se ignoran y sólo es necesario calcular los momentos flexionantes. Por otro lado, las cargas en columnas aisladas en grupos de pilotes grandes con pilotes ampliamente espaciados puede causar esfuerzos cortantes y momentos flexionantes considerables, requiriendo un sistema de estribos o barras de armadura y de refuerzos horizontal superior e inferior en dos capas. Una distribución típica de refuerzo para un grupo pequeño de pilotes se muestra en la figura 8.43. Se debe colocar una cubierta mínima de 40 mm al refuerzo en la cubierta.

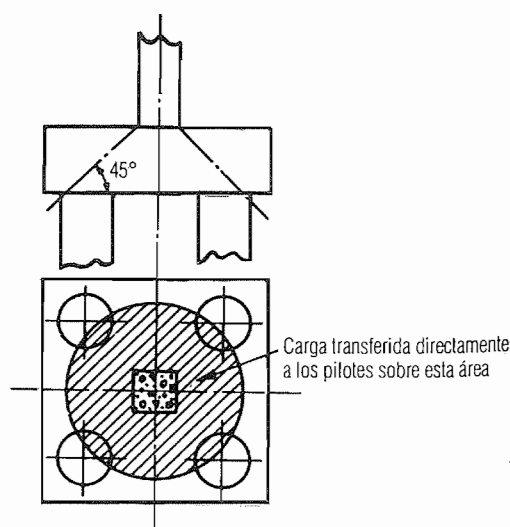


Figura 8.42. Transferencia de carga a través de la cubierta del pilote.

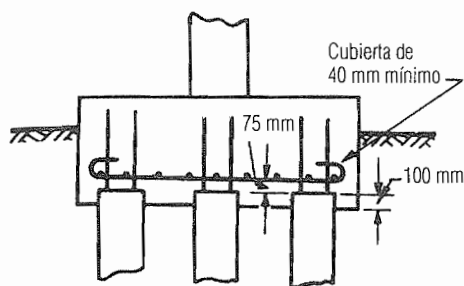


Figura 8.43. Disposición del refuerzo en una cubierta rectangular del pilote.

Cuando la columna está sostenida por un pilote aislado de gran diámetro, no se necesita colocar una cubierta. En el caso de columnas de concreto reforzado, se pueden colar barras de inicio en la cabeza del pilote o dejar tornillos para los pernos de agarre de las columnas de acero.

El diseño del refuerzo es altamente indeterminado por los movimientos relativos entre pilotes, desigualdades de la transferencia de carga y rigidez de la cubierta. Clarke^{8.22} describió un método de diseño del larguero por analogía de la armadura en la que el empuje axial se toma por el concreto y la fuerza de tensión por el acero de refuerzo.

8.16.2. Vigas de cubierta

Los pilotes que soportan un muro de carga o columnas poco espaciadas pueden ser sujetados con una viga de cubierta continua. Los pilotes pueden ser colocados alternadamente a lo largo de la viga para cuidar la pequeña excentricidad de la carga (figura 8.44). Cuando se utilizan pilotes para soportar estructuras ligeras con muros de carga, éstos se pueden colocar a distancias amplias más allá del centro del muro (figura 8.45).

Las investigaciones de Building Research Station (Estación de Investigación de Edificios) han mostrado que los muros de carga actúan como vigas espaciadas entre pilotes. Por lo tanto, es posible diseñar las vigas de cubierta para momentos flexionantes más bajos que los dados por el diseño convencional, el cual asume que la totalidad de la carga en un triángulo del muro sobre la viga, está soportada por la viga. El momento flexionante en el centro de una viga simplemente apoyada es de $WL/8$, donde W es el peso del triángulo de tabique sobre la viga. La Estación de Investigación de Edificios^{8.23} recomienda un momento flexionante mínimo de $WL/100$, donde tiene lugar la totalidad de la acción compuesta y W es el peso del rectángulo de

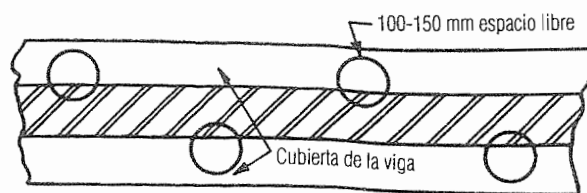
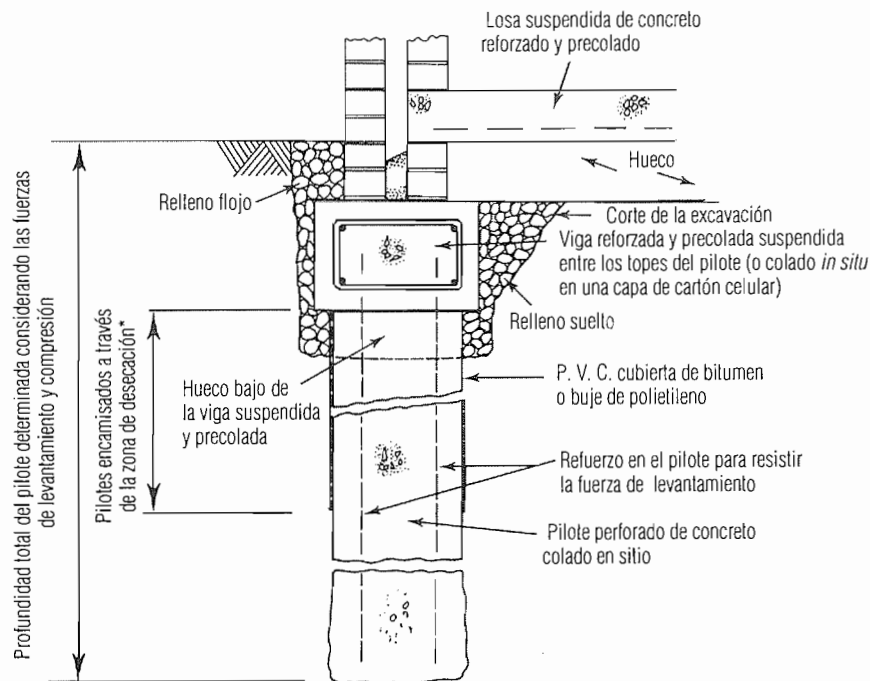


Figura 8.44. Pilotes soportando muros de carga.

tabique sobre la viga *más* cualquier otra carga sobrepuesta. Se establece que estos "momentos flexionantes equivalentes" muestran un ahorro considerable con respecto a los métodos convencionales de diseño, aunque se debe mantener la proporción entre la profundidad de la viga y su claro entre un quinceavo y un vigésimo. Sin embargo, con un muro muy cargado sólo se permite un grado muy pequeño de acción compuesta y puede ser necesario una viga con profundidad mayor a $L/15$. Con acción compuesta considerable (momentos flexionantes de $WL/40$ o menos), el refuerzo se debe calcular para una profundidad de viga de $L/15$ aun si se requiere una viga más profunda por razones prácticas. Se recomienda una cubierta de 25 mm (sería preferible de 40 mm para trabajos de buena calidad). Se debe colocar el acero superior a 25 mm bajo la superficie superior del concreto inmediatamente sobre las cabezas del pilote, y se debe extender hacia cada lado del pilote hasta puntos de un cuarto del claro. Si se sitúa una puerta al final del claro, se requiere de refuerzo cortante.

El método de diseño considera que la losa del piso es cargada por el suelo independientemente de la viga de cubierta. Si se requiere de una losa de piso suspendida, la viga se debe diseñar con métodos convencionales. No siempre es deseable diseñar vigas de cubierta para tomar ventaja de la acción compuesta del muro y la viga, ya que esto podría evitar aberturas para nuevas puertas y ventanas en el futuro. Además, los diseñadores de dichas modificaciones pueden no siempre saber la base del diseño original de la viga de cubierta.

Cuando se instalan pilotes como precaución contra la dilatación y contracción de suelos de arcilla, las vigas de cubierta se deben colocar en 100 a 150 mm de poliestireno especial expandido de baja densidad o en un formador hueco colapsable. El propósito de esto es absorber algo o todo el levantamiento de la parte interior de la viga de cubierta por la dilatación del suelo. Una losa de piso suspendida con un hueco abajo es esencial para los casos en que se requieren pilotes para condiciones de suelo dilatado (figura 8.45).



*Longitud adicional del pilote prevista como alternativa para resistir las fuerzas de levantamiento desde la zona de desecación

Figura 8.45. Diseño de la cubierta de viga de un pilote para las cimentaciones de casas donde el suelo arcilloso está sujeto a la dilatación o a la contracción.

8.17. ECONOMÍA DE LAS CIMENTACIONES CON PILOTES

Frecuentemente, el ingeniero enfrenta condiciones marginales en las que parece haber poca elección entre una cimentación con pilotes contra cimentaciones convencionales a base de zapatas corridas o aisladas hasta una profundidad algo mayor para alcanzar el suelo de capacidad de carga satisfactoria. Para cualquier sitio dado, debe haber un nivel particular bajo el cual es más económico instalar pilotes que adoptar cimentaciones profundas a base de zapatas corridas o aisladas y el ingeniero debe basar su elección en estimaciones detalladas del costo. Las siguientes notas tienen la intención de dar alguna información al ingeniero sobre los diversos factores que influyen en el costo del trabajo.

En primer lugar, no es simplemente cuestión de agregar el costo de x metros cúbicos de excavación y y metros cúbicos de concreto para una cimentación de zapata aislada profunda para compararlo contra el costo de z metros de pilotaje para soportar la misma carga de trabajo. Las cimentaciones con pilotes requieren de una viga de cubierta o de una cubierta. El espesor mínimo de una cubierta para un par de pilotes es de cerca de 450 mm, y las cubiertas para

cuatro pilotes pueden ser de 600 a 1200 mm de espesor; las dimensiones del plano pueden ser de hasta 2100 mm² para pilotes de 500 mm de diámetro. También puede ser necesario conectar cubiertas una con otra por medio de vigas de unión en dos o más direcciones. La excavación para cubiertas, vigas de cubierta y vigas de unión se lleva a cabo principalmente en forma manual, lo que cuesta cerca de tres veces la excavación con máquinas en cimentaciones a base de zapatas aisladas o de dos veces en bases de columnas de dimensiones considerablemente grandes. Además, las cimentaciones con pilotes involucran diseño estructural y un mayor grado de supervisión de la construcción. De esta forma, los costos de excavación y concreto en las cubiertas y vigas de cubierta junto con los costos de pilotaje y de diseño y supervisión pesan mucho en contra de las cimentaciones con pilotes. De hecho, en condiciones de suelo seco en que se puede tomar ventaja del bajo costo de excavación mecánica en bruto, el costo total de excavar a una profundidad de hasta 4.5 m, construyendo bases de columna en concreto en masa hasta el nivel del terreno, y rellenando el suelo alrededor de las bases, es más bajo que el costo de colocar el número equivalente de pilotes de 8 m de largo, junto con las cubiertas y las vigas de cubierta, para soportar la misma carga de trabajo. Esta comparación de costos fue realizada

para un bloque típico de viviendas de varios pisos. Por otro lado, para trabajos a pequeña escala, digamos para casas individuales en las que la excavación se realiza en forma manual y las condiciones son favorables para pilotes económicos, sin entubar, mecánicamente perforados, un análisis de costo de Building Research Station (Estación de Investigación de Edificios) demostró que la cimentación de pilotes perforados era más económica que cimientos de ladrillo convencional de 0.6 m de ancho por 1.2 m de profundidad en fosas cavadas a mano, pero no más económica que cimentaciones a base de losas aisladas mecánicamente excavadas (véase sección 4.2.1).

Cuando se debe realizar la excavación en arenas o gravas con carga de agua, la economía puede balancearse a favor de las cimentaciones con pilotes, ya que el costo de excavación a mano en estas condiciones puede ser dos o tres veces mayor que la excavación a mano en suelo seco.

Otra justificación para cimentaciones con pilotes económicos, estructuralmente y en cuanto al suelo, ocurre en condiciones de suelo altamente variables, como bolsas de azar o cristales de limo y arcilla blanda en depósitos glaciales arenosos. Idealmente, la cimentación se debe diseñar para las condiciones particulares en cualquier punto de carga dado, es decir, adoptando altas presiones de carga con cimentaciones a base de zapatas aisladas pequeñas, en áreas de arenas compactas y bajas presiones de carga con grandes cimentaciones de zapatas individuales o combinadas para suelos más blandos y más compresibles. Sin embargo, este procedimiento puede requerir una investigación de suelo muy detallada a un costo correspondientemente alto, o de otra manera diseñar las cimentaciones individuales como se fueron registrando las condiciones de suelo durante el trabajo de excavación. Esto último no permitiría ningún avance del diseño o planeación del trabajo, y podría llevar a demoras ocasionadas por el ordenamiento y corte del refuerzo del amarre. Al adoptar cimentaciones con pilotes para todas las bases de columna o muros de carga, tanto en suelo bueno como en malo, se puede diseñar y planear bien el trabajo antes de la construcción, la cual procederá sin demoras; y, utilizando alguna forma de pilote en sitio, se puede variar la longitud de los pilotes de acuerdo con las condiciones variables de suelo más que incrementando o reduciendo el número de pilotes. Los asentamientos serán de un orden pequeño si los pilotes en malas condiciones de suelo tienen un factor de seguridad adecuado; de esta forma, los asentamientos relativos entre las columnas serán insignificantes. Sería difícil conseguir

esto con cimentaciones a base de zapata aislada de tamaño y presión de carga variables.

8.18. ELECCIÓN DEL TIPO DE PILOTE

Al decidir que es necesario el pilotaje, el ingeniero debe realizar una elección a partir de una variedad de tipos y tamaños. Ya se ha mencionado que usualmente existe un tipo de pilote satisfactorio para cualquier condición particular del sitio. Las siguientes notas resumirán las descripciones detalladas de los diversos tipos de pilotes y de su aplicación particular.

8.18.1. Pilotes hincados

Ventajas

1. El material del pilote puede ser inspeccionado antes de introducirlo en el suelo.
2. Es estable en tierra "exprimible".
3. No se daña con el levantamiento del terreno ocasionado por el hundimiento de pilotes adyacentes.
4. El procedimiento de construcción no se ve afectado por el agua subterránea.
5. Pueden ser fácilmente llevados por encima del nivel del terreno, especialmente en estructuras marítimas.
6. Pueden ser hundidos en longitudes muy largas.

Desventajas

1. Se pueden romper durante hundimientos difíciles, causando demoras y cargos de remplazo, o peor aún, pueden sufrir daños mayores no visibles en condiciones difíciles de hundimiento.
2. No son económicos si la cantidad de material en el pilote depende de los esfuerzos de manejo y hundimiento más que de los esfuerzos de la carga permanente.
3. El ruido y la vibración durante el hundimiento pueden causar molestias o daños.
4. El desplazamiento de suelo durante el hundimiento de pilotes en grupo puede dañar estructuras adyacentes o causar levantamiento de pilotes adyacentes al levantar el suelo.
5. No pueden ser hundidos en diámetros muy grandes.
6. Los ensanchamientos en los extremos no son siempre una ventaja.
7. No se pueden hundir en condiciones de poco espacio.

8.18.2. Pilotes hincados y colados en sitio

Ventajas

1. La longitud se puede ajustar fácilmente hasta alcanzar niveles variables en el estrato de carga.
2. El tubo se hunde con un extremo cerrado, evitando el paso del agua subterránea.
3. Es posible formar una base agrandada en la mayoría de los tipos.
4. El material del pilote no está determinado por los esfuerzos de manejo o hundimiento.
5. El ruido y la vibración se pueden reducir en algunos tipos.

Desventajas

1. Puede ocurrir un desgaste o estrechamiento en la tierra exprimida a menos que se tenga mucho cuidado al colar con concreto el cuerpo del pilote.
2. El fuste de concreto se puede debilitar si hay un gran flujo de agua artesiana hacia el exterior de éste.
3. El concreto no puede ser inspeccionado después de terminado.
4. Existen limitaciones en la longitud de hundimiento en la mayoría de los tipos.
5. El desplazamiento de suelo puede dañar el concreto "verde" de pilotes adyacentes, o causar levantamiento de los mismos al levantar el suelo.
6. El ruido, la vibración y el desplazamiento de suelo pueden causar molestias o daños a estructuras adyacentes.
7. No pueden ser utilizados en estructuras de ríos o mares sin adaptaciones especiales.
8. No se pueden hundir en diámetros muy grandes.
9. No se pueden hacer ampliaciones muy grandes en los extremos.
10. No pueden ser hundidos en condiciones de poco espacio.

8.18.3. Pilotes perforados y colados en sitio

Ventajas

1. La longitud puede ser variada fácilmente para adaptarse a las diversas condiciones de suelo.
2. El suelo removido durante la perforación puede ser ins-

peccionado y, de ser necesario, se puede muestrear o realizar pruebas *in situ*.

3. Se pueden instalar en diámetros muy grandes.
4. Son posibles alargamientos de hasta dos o tres diámetros en arcillas.
5. El material del pilote no depende de las condiciones de manejo o hundimiento.
6. Se pueden instalar en grandes longitudes.
7. Se pueden colocar sin ruido ni vibración apreciables.
8. Se pueden instalar en condiciones de poca altura libre.
9. No existe el riesgo de levantamiento del suelo.

Desventajas

1. Son susceptibles a desgaste o "estrechamiento" en tierra "exprimible".
2. El concreto no se instala en condiciones ideales y no puede ser inspeccionado luego.
3. El agua bajo presión artesiana puede empujar el cuerpo del pilote hacia arriba, lavando el cemento.
4. No se pueden formar extremos alargados en materiales no cohesivos.
5. No se pueden extender fácilmente sobre el nivel del suelo, especialmente en estructuras de ríos y mares.
6. Los métodos de perforación pueden aflojar suelos arenosos o gravosos.
7. El hundimiento de pilotes puede causar pérdida de suelo en suelos no cohesivos, llevando al asentamiento de estructuras adyacentes.

8.18.4. Elección entre tipos de pilotes en cada categoría

Pilotes hincados

Madera. Adecuados para cargas ligeras o trabajos temporales. No son adecuados para cargas pesadas. Están sujetos a deterioro por el nivel freático variable. Se pueden romper o astillar si se hunden demasiado.

Concreto. Adecuados para todo tipo de carga. Se puede diseñar concreto para suelos corrosivos. Son fácilmente adaptables a diversos tamaños y formas. Desventajas: se debe colocar un refuerzo adicional para soportar los esfuerzos de manejo y hundimiento; están sujetos a daños imprevistos bajo hundimiento difícil; existen demoras entre el colado y el hincado.

Acero. Adecuados para todo tipo de carga. Se pueden fácilmente cortar o alargar. Las porciones cortadas tienen valor como cascajo y sirven también como extensiones de otros pilotes. Se pueden hincar sin sufrir daños. Se pueden hundir en longitudes muy grandes soldando extensiones adicionales. Algunos tipos tienen un ligero desplazamiento de suelo. Se pueden soldar o atornillar abrazaderas de acero fácilmente. Su impermeabilidad los hace adecuados para muelles o estructuras marinas. Desventajas: están sujetos a corrosión en estructuras marítimas y requieren de tratamientos elaborados de pintura y/o de protección catódica; los pilotes largos y delgados tienden a salirse de la línea durante el hundimiento.

Pilotes hincados y colados en sitio

Los tipos que tienen un tubo removible son más económicos que aquellos en que los tubos de acero o concreto se dejan en suelo para un subsecuente acorazonamiento con concreto. Sin embargo, estos últimos tipos son una forma más sólida de construcción para suelos "exprimibles", arenas con carga de agua, o cuando se requiere de un rehundimiento después del levantamiento del terreno. Generalmente, el procedimiento recomendado es pedir cotizaciones en diversas fábricas de pilotes y decidir con base en el costo. Los fabricantes de buena reputación no dudarán en confesar que sus pilotes son inadecuados para ciertas condiciones de suelo en particular.

Pilotes perforados y colados en sitio

La forma más económica son los pilotes simples, taladrados mecánicamente y hundidos sin entubado. Sin embargo, sólo son adecuados para suelos cohesivos convenientemente firmes o rígidos. El costo se eleva a más del doble cuando se debe instalar y remover el entubado y utilizar los métodos convencionales de perforación más lenta.

La base alargada tiene la ventaja de permitir pilotes más cortos, llevándolos dentro del rango de profundidad de un tipo en particular de equipo mecánico. Sin embargo, no se pueden contemplar bases alargadas para pilotes perforados en arenas o gravas.

El uso de perforación bajo suspensión de bentonita ha resuelto muchos de los problemas asociados con el agua subterránea y el aflojamiento de suelos granulares.

Muchas veces, las condiciones de altura libre deciden el tipo de pilote.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 8.1 *Piling, Model Procedures and Specifications*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1978.
- 8.2 Weltman, A. J. y J. A. Little, *A Review of Bearing Pile Types*, Construction Industry Research and Information Association, Londres, 1977.
- 8.3 *A Performance Investigation of Pile Driving Hammers and Piles*, Michigan State Highway Commission, Lansing, Mich., 1965.
- 8.4 Williams, N. S., "Contribution to discussion on 'Pile driving in difficult condition'", en *Institution of Civil Engineers, Construction Division*, Londres, 1951.
- 8.5 Whitaker, T., "The constant rate of penetration test for the determination of the ultimate bearing capacity of a pile", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **26**, 1963, pp. 119 a 123.
- 8.6 Chin, Fung Kee, "Diagnosis of pile condition", en *Geotechnical Engineering*, **9**, 1978, pp. 85 a 104.
- 8.7 Hartford, F. D., "Notes on driving timber piles", en *Engineering News Record*, Noviembre 29, 1945, pp. 83 a 85.
- 8.8 Glanville, W. H., G. Grime y W. W. Davies, "The behaviour of reinforced concrete piles during driving", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **1**, 1935, p. 150.
- 8.9 Saurin, B. F., "The design of reinforced concrete pile with special reference to the reinforcement", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **32** (5), 1949, pp. 80 a 109.
- 8.10 Tomlinson, M. J., *Pile Design and Construction Practice*, Viewpoint Publications, Londres, 1977, pp. 269 a 273.
- 8.11 Bjerrum, L., "Norwegian experiences with steel piles to rock", en *Géotechnique*, **7**, 1957, pp. 73 a 96.
- 8.12 "Skarvik Oil Jetty", Gothenburg, *Dock and Harbour Authority*, Mayo, 1958, p. 37.
- 8.13 Hirsch, T. J., "Recommended practices for driving prestressed concrete piling", en *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, **2**, (4), 1966, pp. 18 a 27.
- 8.14 "Foundations (piles), pretensioned, prestressed piles", en *Concrete Society Data Sheet CSG1*, 1967, p. 3.
- 8.15 Hanna, T. H., "Behaviour of long H-section piles during driving and under load", en *Ontario Hydro Research Quarterly*, **18**, 1966, pp. 17 a 25.
- 8.16 Sullavan, R. A. y C. J. Ehlers, "Planning for driving offshore pipe piles", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **99** (CO-1), 1973, pp. 57 a 79.
- 8.17 Palmer, D. J. y G. R. Holland, "The construction of large diameter bored piles with particular reference to London Clay", en *Proceedings of the Symposium on Large Bored Piles*, Institution of Civil Engineers, Reinforced Concrete Association, 1966, pp. 79 a 94.
- 8.18 Thorburn, S. y J. Q. Thorburn, *Review of Problems*

Associated with the Construction of Cast-in-place Concrete Piles, Construction Industry Research and Information Association, Londres, 1977.

- 8.19 Samuel, R. H., "The construction of Wuya Bridge, Nigeria", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **33**, 1966, pp. 353 a 380.
- 8.20 Weltman, A. J., "Integrity testing of piles-a review", en *Construction Industry Research & Information Association*, Reporte PG4, 1977.
- 8.21 "Investigation of the strength of the connexion between a concrete cap and the embedded end of a steel H-pile", en *State of Ohio Department of Highways Research Report No. 1*, 1947.
- 8.22 Clarke, J. L., "Behaviour and design of pile caps with four piles", en *Cement and Concrete Association*, Reporte 42.489, noviembre, 1973.
- 8.23 Wood, R. H. y L. G. Sims, "A tentative design method for the composite action of heavily loaded brick panel walls supported on reinforced concrete beams", en *Building Research Establishment Current Paper 26/69*, 1969.

State
to. 1,
four
2.489,
or the
ppor-
earch

Capítulo

Construcción de cimentaciones

9.1. PREPARACIÓN DEL SITIO

Los métodos actuales de construcción de cimentaciones incluyen un alto grado de mecanización. Únicamente se logran velocidades óptimas de trabajo en planta en condiciones de trabajo claras, dando máxima movilidad para la planta y los vehículos. Por lo tanto, debe existir un sistema eficiente y con buen mantenimiento de caminos temporales en amplios sitios para poder alcanzar y mantener un tiempo rápido de construcción en todos los climas. Igualmente importante es la atención al drenaje del sitio para tener condiciones secas de trabajo y evitar un bombeo innecesario.

9.1.1. Caminos temporales

La forma de construcción de caminos temporales depende, claro está, de las condiciones del subsuelo. En suelos de arenas o grava bien drenadas, no será necesaria otra construcción aparte de la nivelación y compactación para tener una superficie lisa. Las superficies arenosas se pueden recorrer en climas muy secos o durante lluvias pesadas. Si se requiere, se puede obtener una mayor estabilidad colocando piedra o esquistos de hulla quemada, o alguna forma de rieles prefabricados de metal.

Toda forma de tráfico para construcción puede correr en suelos arcillosos o limosos cuando están secos. De esta forma, si es seguro que toda forma de construcción que requiera transportación hacia el sitio, ésta se puede completar en la estación seca, los caminos temporales son innecesarios. Sin embargo, si el programa de construcción requiere que el trabajo continúe durante el invierno y en todos los periodos de lluvia, es importante alguna forma de construcción de cami-

nos temporales. También es necesario construir estos caminos temporales *antes de que comience la época de lluvias*. En demasiadas ocasiones ocurre que no se da importancia debida a la construcción de caminos temporales mientras se trabaja sobre caminos de arcilla seca, pero al llegar las lluvias, en un día o dos comienzan a marcarse los neumáticos en la arcilla mojada, hasta que éste se hace intransitable, por lo cual los choferes comienzan a transitar por caminos alternos, ocasionando el mismo efecto. En poco tiempo todo el sitio está igual. El agua se acumula en los huecos, agrava el aflojamiento y dificulta su secado. Entonces se toman medidas drásticas. Se intenta aplanar el terreno utilizando escombros de ladrillo y concreto, pero la mitad de este material se hunde en el lodo y se pierde. Con el peso de los neumáticos, el lodo se cuela entre los fragmentos de escombros y éste se sigue hundiendo. Eventualmente, se coloca entre 1 y 1.5 m de este material para obtener una superficie lisa. Esta descripción no es exagerada, y es inevitable cuando se intenta construir caminos temporales demasiado tarde. Otro ahorro mal entendido es la construcción de caminos demasiado angostos. En estas condiciones, los vehículos son forzados a transitar por fuera, y eventualmente causan la destrucción de las orillas.

Al construir caminos antes de la temporada de lluvias, se puede aprovechar el alto valor de carga de la arcilla seca para economizar en el espesor del material para el camino, a pesar de que se debe dejar una tolerancia en el mismo para que el subsuelo se ablande y el agua que se infiltra al comenzar las lluvias. El costo de materiales impermeables en estos caminos temporales se justifica muy pocas veces, y el peso de los vehículos puede destruirlos.

En suelos muy blandos o turbosos se debe considerar la colocación de lienzos de plástico poroso sobre la superficie

limpia antes de colocar la base granular para el camino. Estos lienzos plásticos poseen una fuerza de tensión considerable, la cual permite que los vehículos circulen por el camino sin ocasionar movimientos en el suelo y a la vez nivelar y distribuir el material de la base.

9.1.2. Drenaje del sitio

Se pueden mejorar mucho las condiciones de trabajo en época de lluvias atendiendo al drenado del agua de la superficie y del subsuelo. Esto es imperativo durante la construcción en climas tropicales y subtropicales donde las fuertes tormentas ocasionarían una rápida inundación o erosión del lugar con el consecuente daño a trabajos en construcción. Si los caminos temporales cruzan por zanjas, éstas deben desaguar por debajo de los caminos, y todas las que se dirijan hacia el área de trabajo se deben desviar. Se debe inspeccionar cuidadosamente todos los drenajes del subsuelo existentes que pudieran quedar expuestos por excavaciones. Si parecieran estar "activos", se deben interceptar por un drenaje cruzado y dirigir a la zanja o coladera más cercana. Esto es mejor que bombear el agua que se acumula durante la construcción, que se puede evitar con diques bien emplazados o con drenajes de piedra.

9.1.3. Preparación del sitio en áreas construidas

Esta preparación incluye el rastreo y marcaje de cables subterráneos de teléfono y electricidad existentes, tuberías de agua y de gas, y cañerías. Es importante ya que ha habido accidentes fatales causados por hombres o máquinas que golpean cables eléctricos y tuberías de gas, y el costo de reparación de cables telefónicos puede ascender a grandes montos de dinero. El rompimiento de tuberías de agua puede ser desastroso para excavaciones incompletas, ya que la inundación podría tirar las paredes de la misma. Se deben tomar medidas de seguridad en este aspecto, consultando con las autoridades pertinentes.

Si se van a llevar a cabo excavaciones profundas, explosiones de cargas de dinamita o hundimiento de pilotes cerca de estructuras existentes, se deberán realizar inspecciones cuidadosas con los dueños del lugar para determinar si existen señales de resquebrajamiento o asentamiento, así como fotografiar y marcar con dispositivos de aviso todas las grietas. Durante el proceso de trabajo, se tomarán nivelaciones perió-

dicas de edificios cercanos, así como las dimensiones del ancho de las grietas de acuerdo con los dispositivos de aviso para observar cualquier movimiento. Es sorprendente la frecuencia con que los dueños de edificios no tienen noción de las grietas existentes en sus edificios y, de buena fe, se quejan con el contratista cuando su propiedad es sacudida por dinamitación o hundimiento de pilotes.

9.2. MÉTODOS DE EXCAVACIÓN

9.2.1. Excavación en masa

La elección de una planta para excavación en masa está principalmente determinada por la cantidad y la extensión de transportación hacia el sitio de depósito. Si el área de volteo está cerca de la de excavación, digamos a 100 m, entonces se puede mover la tierra con *buldozer*.¹ Distancias mayores (digamos de 100 a 600 m) requieren *escarbadores* arrastrados por tractor de orugas o de banda. Para distancias aún mayores de 600 a 800 m, se requieren tractores de banda de movimiento más rápido para mover los *escarbadores*. Sin embargo, el tamaño y la profundidad de la excavación y las condiciones del suelo podrían ser favorables para el uso económico de *escarbadores*; no son adecuadas para excavaciones profundas que cubren un área pequeña, ya que no se pueden adecuar las rampas que posibilitan la excavación. También debe haber espacio para que el *escarbador* voltee en el corte. Estas máquinas son más adecuadas para áreas relativamente grandes de excavación poco profunda. Pueden excavar todo tipo de suelo, excepto arcillas y limos blandos. Se puede trabajar con rocas laminadas, como los esquistos o la arcilla calcárea, si se suavizan con desgarrador o rompedores. Los *escarbadores* no son adecuados cuando se trabaja sobre caminos públicos.

Si la distancia de transportación para el material excavado excede los 800 a 1000 m, se requiere que los excavadores descarguen en carros o camiones. Los tipos de excavadores mecánicos disponibles incluyen la pala frontal, el retroexcavador, el cable de arrastre, el escarbador de arrastre, las tenazas y la pala de carga.

Las palas de carga son adecuadas únicamente para cortes poco profundos, ya que el método de llenado del balde no es

¹ Los tipos de planta mecánica disponibles para mover tierra son demasiados y muy diversos para ser descritos en detalle e ilustrados en este libro. El lector debe consultar la British Standard (Norma Británica) 6031, Trabajos en Tierra, para descripciones generales.

tan eficiente como el de otros tipos, y los camiones de carga requieren que el brazo del balde se levante, haciendo más lento el ciclo de carga. Las palas de carga montadas sobre tractores de banda o de orugas son un método conveniente y casi universal para excavaciones poco profundas en áreas relativamente pequeñas, y también para excavaciones profundas que operan bajo los marcos de apuntalamiento.

La pala frontal es el tipo más eficiente de excavador para grandes cantidades de excavación en masa. La altura de corte de la excavación únicamente está limitada por el tamaño de la máquina, pero no es económico para alturas de corte menores a 1 m. La característica importante de una pala frontal desde el aspecto de excavación para cimentaciones es que debe permanecer al nivel de la excavación y alimentar camiones que se encuentran al mismo nivel. Esto requiere de una rampa que permita a la máquina entrar en la excavación y volver. Por esta razón, las palas frontales no son adecuadas para excavaciones profundas en zonas confinadas donde no exista espacio para formar una rampa.

Los retroexcavadores son tal vez menos eficientes para excavar que las palas frontales, y la profundidad de su excavación está limitada por la longitud del brazo giratorio y del brazo con la pala. Sin embargo, son máquinas adecuadas para excavaciones profundas en áreas pequeñas, como las bases para columnas o excavaciones para zanjas. También tienen la ventaja de operar desde el nivel del terreno, eliminando la necesidad de poner rampas.

Los cables de arrastre también tienen la ventaja de trabajar desde el nivel del terreno, y la profundidad de su excavación está limitada únicamente a la cantidad de cable que pueda ser desenrollado del tambor de balde. Grandes brazos mecánicos pueden disponer del material en pilas adyacentes al corte; por lo tanto, son útiles para sitios donde la mayor parte de la excavación se debe volver a colocar alrededor de las cimentaciones terminadas. Tienen la desventaja de no poder hacer cortes verticales en todos los lados de la excavación y, por el balanceo del balde o pala, el tiempo de carga de los vehículos es ligeramente más lento que con los de tipo de balde rígido.

Las tenazas suspendidas desde grúas móviles o fijas, o de tipo excavador, son más bien lentas en su operación por el tiempo requerido para cerrar la tenaza y sacarla de la excavación. Sin embargo, estas tenazas son el tipo más adecuado para excavaciones profundas en áreas pequeñas y el único tipo de excavador mecánico adecuado para trabajar en pozos y zanjas cimbrados. Las tenazas que operan desde un mástil rígido de vástago se utilizan para

excavaciones profundas de zanjas en la construcción de muros de diafragma (sección 5.4).

Los escarbadores de arrastre, o escarbadores de cable, consisten en un balde de escarbar que viaja en una cuerda suspendida entre una torre fija y una móvil o entre dos torres móviles. El balde cargado se vacía en vehículos, en una banda sin fin, o en un montón cercana a la torre. Estas máquinas se utilizan esencialmente en excavaciones de grandes áreas sobre suelo blando o bajo agua, donde no pueden operar máquinas o vehículos de ruedas. No se debe considerar para trabajos normales de excavación.

Las bandas sin fin son un medio útil para transportar material excavado a través de suelo intransitable para vehículos o sobre agua. El excavador carga en un embudo, con un alimentador de banda detrás de éste, el cual regula la descarga hacia la banda. La longitud de transportación con banda sin fin es más o menos ilimitada, y se puede instalar en carros móviles que sigan al excavador.

9.2.2. Excavación en roca

El uso de explosivos para romper roca antes de la excavación mecánica es necesaria en casi todas las rocas, excepto las más débiles, como los esquistos de arcilla, la tiza y la pizarra. Los explosivos son necesarios en pizarras para debilitar las capas, especialmente si, como a veces sucede, están intercaladas con areniscas y rocas limosas. Sin embargo, el uso de explosivos implica ruido y vibración, así como el riesgo de molestar a la gente y de dañar otras propiedades. Se puede lograr minimizar las vibraciones al limitar el peso de las cargas y el uso de detonadores. Se debe pedir la ayuda experta de fabricantes de explosivos en estos aspectos del trabajo, y el British Standard Code of Practice (Código Estándar de Práctica Británico) CP 5607: "Utilización segura de explosivos en la industria de la construcción", proporciona los lineamientos generales.

Se puede evitar el fisuramiento excesivo en excavaciones de roca dura adoptando las técnicas de "prerrompimiento" donde se taladra una línea de orificios poco espaciados a lo largo del perímetro de la excavación en su profundidad total. En condiciones favorables de roca, no es necesario cargar estos orificios con explosivos, ya que la detonación de las cargas principales, colocadas en el patrón normal de los barrenos de voladura dentro del área excavada debe fracturar la roca, a lo largo de la línea de orificios poco espaciados. Sin embargo, para asegurar un prerrompimiento efecti-

vo, se deben detonar cargas ligeras en los orificios, antes de encender las cargas principales en los orificios dentro del área excavada.

Si la proximidad de edificios no permite el uso de explosivos convencionales, entonces no existe otra alternativa más que romper la roca con cortadores neumáticos manejados a mano u operados con diesel montados sobre tractores. Los cortadores de aire comprimido o diesel causan ruido y vibración inevitablemente y, si esto se debe evitar a cualquier costo, será necesario utilizar métodos especiales para aflojar la roca. Éstos incluyen el congelamiento de agua en orificios de perforación con bióxido de carbono líquido y la utilización de cartuchos explosivos hidráulicos. Se pueden perforar orificios por estos métodos sin mucho ruido o vibración con taladros rotatorios de punta de diamante o, si no se puede aceptar absolutamente ningún ruido, por medio del método de lanza térmica. En este último método, se han observado rangos de perforación de hasta 9 m por hora a una profundidad de 36 m en granito. El tamaño del orificio es de 150 a 250 mm de diámetro. Sin embargo, todos estos métodos especiales son muy costosos y únicamente se consideran en circunstancias también especiales.

9.3. ESTABILIDAD DE PENDIENTES PARA EXCAVACIONES ABIERTAS

9.3.1. Consideraciones generales

Tres consideraciones principales rigen la determinación de pendientes estables para excavaciones abiertas. La primera de ellas, como se debe esperar, es el tipo de suelo. La segunda es la longitud de tiempo durante el cual debe permanecer abierta la excavación, y la tercera, es el grado permisible de riesgo de derrumbe. Por ejemplo, si existe una propiedad importante cerca de la parte superior de una excavación, no debe existir riesgo de derrumbe, y se debe adoptar un factor de seguridad alto. En forma similar, debe existir un factor de seguridad adecuado si un derrumbe pudiera dañar la base de un muro de contención parcialmente terminado, o socavar una alcantarilla o tubería de agua. Por otro lado, si el derrumbe no daña estructuras existentes o nuevas, y si se encuentra disponible una planta de excavación para limpiar el material derrumbado, se justifica tomar algunos riesgos en aras de economizar por la cantidad total de excavación, considerando, claro está, que no exista ningún riesgo para los trabajadores. Este último factor es

importante en excavaciones estrechas, y será comentado con mayor detalle en la sección 9.4.

9.3.2. Estabilidad de pendientes en suelos cohesivos

Teóricamente se puede mostrar^{9.1} que una excavación abierta en un suelo de arcilla normalmente consolidado permanecerá en forma vertical sin soporte siempre y cuando la altura de la cara de corte no exceda la altura crítica (H_c) donde

$$H_c = \frac{4\bar{c}}{\gamma} \quad (9.1)$$

y

$\bar{c}$ = cohesión de la arcilla,

γ = densidad de la arcilla.

Los valores de H_c para arcillas de diversas consistencias son

	<i>Muy blandas</i>	<i>Blandas</i>	<i>Firmes</i>
Cohesión (kN/m ²)	0 - 17.5	17.5 - 35.0	35.0 - 70.0
Altura crítica (m)	4	4 - 8	8 - 16

Sin embargo, las alturas críticas anteriores pueden ser adoptadas en raras ocasiones debido a los cambios en la estabilidad del corte de suelo con el paso del tiempo como resultado de cambios en la presión de agua de los poros, detrás del frente al liberarse la presión lateral. Esto es particularmente importante en arcillas fisuradas o laminadas, cuya estabilidad se puede deber a presiones negativas en el agua de poro que ayuda a mantener las fisuras bien cerradas mientras la masa de arcilla permanece sin descomponer. A pesar de esto, al remover la presión lateral por medio de excavación, puede tener lugar el cambio de presiones de poro negativas hacia positivas en unos minutos, días u horas, y en lugar de que la arcilla se mantenga unida en las fisuras, está sujeta a deslizarse en una masa de pequeños fragmentos que caen desde el frente de corte o en forma de un derrumbe masivo a lo largo de un plano de falla bien definido. El autor dirigió experimentos para asegurar el tiempo "de pie" de excavaciones de zanjas con lados verticales en Immingham, donde se encontró una costra desecada fisurada poco profunda de arcilla aluvial de firme a rígida sobre arcilla con turba aluvial de muy blanda a blanda. Se observaron los siguientes tiempos:

Profundidad de la zanja (m)	Tiempo en minutos después de haber comenzado la excavación para:	
	Colapso parcial	Colapso completo
2.9	37	49
4.1	27	39
4.7	14	35
5.2	33	40
5.5	18	23
5.5	26	34

En arcillas consolidadas normalmente blandas o firmes (que generalmente no están fisuradas), el secado a largo plazo abrirá grietas en el suelo. El agua que se cuela entre estas grietas durante las lluvias posteriores puede forzar una masa de arcilla hacia afuera de la cara. De esta forma, en todos los casos, la cara excavada debe ser adelgazada en *arcillas normalmente consolidadas*. El grado de adelgazamiento es cuestión de juicio experimentado, tomando en cuenta el tiempo que durará la excavación, los daños a trabajos temporales o permanentes o el peligro para los trabajadores.

Cuando se requiere estabilidad a largo plazo en *arcillas de blandas a firmes normalmente consolidadas*, la inclinación requerida para un factor de seguridad dado, puede ser determinada con bastante precisión mediante el análisis normal del círculo de derrumbe, considerando que exista una información razonablemente adecuada sobre la fuerza cortante drenada del suelo. El factor de seguridad depende del riesgo incluido en un derrumbe mayor. Si esto no causara daño a propiedad o riesgo para una vida, un factor de seguridad bajo, por ejemplo de 1.2 a 1.3, es conveniente. Si fuera esencial evitar cualquier riesgo de derrumbe, entonces se requerirá de un factor de seguridad de 2 o 3. Se debe recordar que un derrumbe rotacional incluye el movimiento de un cuerpo considerable de tierra, acompañado por el levantamiento de la base. Por lo tanto, en excavaciones profundas, se debe tener en mente el problema y costo de la limpieza de una gran masa de suelo derrumbada en la determinación del factor de seguridad. Los riesgos de derrumbe se incrementan enormemente si se vuelca cascajo cerca de la parte superior de la pendiente. El análisis de estabilidad debe tomar en consideración esta posibilidad y, de ser necesario, el cascajo retirarse del lugar hasta una distancia adecuada detrás de la pendiente.

La *morena glacial rígida* permanecerá en forma casi vertical durante largos periodos únicamente con caídas menores

de la cara de corte como resultado de daño por congelamiento o erosión de cristales arenosos en la arcilla. El riesgo principal de inestabilidad de los derrumbes de morena glacial arcillosa radica en la posibilidad de la existencia de cristales o bolsas de arena y grava con carga de agua en la arcilla y de posibles caídas masivas de un frente muy empinado donde la morena está intersectada por fisuras.

La excavación para un muelle seco en South Shields, descrita por Stott y Ramage,⁹² fue un excelente ejemplo de cómo puede permanecer una morena glacial rígida no fisurada (fuerza cortante promedio 120 kN/m²) en una pendiente muy empinada. Se cortó la excavación de 12 m de profundidad con paredes casi verticales, y las caras permanecieron sin apoyo por periodos de hasta seis meses mientras se colocaban contrafuertes de concreto precolado contra la cara y se colaban paneles de concreto *in situ* entre ellos (figura 9.1). No existe duda respecto al ahorro considerable de este método de construcción en relación con el método convencional de construcción de muros dique en una zanja cimbrada.

Las *arcillas rígidas fisuradas* provocaron problemas difíciles para la estabilidad de la pendiente. Por el efecto impredecible de los cambios en la presión de los poros al remover la presión de sobrecarga (*overburden*), las pen-



Figura 9.1. Frente vertical de morena glacial rígida en las excavaciones para un muelle seco en South Shields.

Tabla 9.1. Estabilidad de las excavaciones en la etapa de construcción en arcilla London.

<i>Lugar</i>	<i>Altura total (m)</i>	<i>Inclinación vertical : horizontal</i>	<i>Condiciones de estabilidad</i>	<i>Referencia</i>
Northolt, Middx.	2.4	1:1	Totalmente en arcilla café London, inestable	
Isleworth, Middx.	3.7- 4.3	1:1/2	Totalmente en arcilla rígida azul London, estable; excepto para deslizamientos menores poco profundos, cinco meses después de la excavación	
Muswell Hill, Londres	6.1	Vertical	Totalmente en arcilla café London; deslizada seis semanas después de la excavación	Tomlinson (1955) ⁹³
Mill Lane, Londres	6.1	1:1/2	Totalmente en arcilla rígida London; el deslizamiento contrarrestado por declives cubiertos y 1-2 m atrás desde la cresta con telas impermeables	Serota (1955) ⁹⁴
Bradwell-on- Sea, Essex	7.0	1:1/2	Totalmente en arcilla café London; estable cuatro meses después de la excavación	Meigh (1957) ⁹⁵
Paddington	7.6	Vertical	Totalmente en arcilla London; estable	Skempton (1955) ⁹⁶
Norte de Londres	8.5	1:1/2	Totalmente en arcilla café London; estable por seis semanas	
Aeropuerto de Londres	7.6 - 9.1	1:1 1/2	3.6-4.6 m de grava de arcilla rígida azul London; deslizamiento extenso cerca de seis semanas después de la excavación	Tomlinson (1955) ⁹³
Euston	9.1	Vertical	Totalmente en arcilla London; estable	Skempton (1955) ⁹⁶
Bradwell-on- Sea, Essex	13.7	1:1 en sobrecarga (<i>overburden</i>) 1:1/2 en arcilla London	2.4 m relleno 2.7 m arcilla pantanosa, 7.3 m arcilla café London; 1.2 m arcilla azul London; deslizada 19 días después de la excavación	Meigh (1957) ⁹⁵
Bradwell-on- Sea, Essex	14.8	1:1 en sobrecarga (<i>overburden</i>) 1:1/2 en arcilla London	3.5 m relleno, 2.7 m arcilla pantanosa 7.3 m arcilla café London; 1.2 m arcilla azul London; deslizada un día después de la excavación	Meigh (1957) ⁹⁵



Figura 9.2. Deslizamiento menor desde una pendiente de 1 1/2 en arcilla London fisurada rígida, en Middlesex. Note la apariencia suave de los planos agrietados.

dientes seguras durante el periodo normal de construcción para excavaciones de cimentaciones no se podían calcular con el conocimiento de la fuerza cortante del suelo. La tabla 9.1 muestra algunas observaciones recopiladas por el autor sobre la estabilidad de las pendientes de excavación en arcilla London. Los derrumbes en una pendiente inestable de este tipo toman la forma de un colapso total de una gran masa de suelo o de caídas menores ocasionadas por el derrumbe o desmoronamiento a lo largo de un plano de fisura bien definido (figura 9.2). Si no existe riesgo para estructuras o propiedades sobre la cresta de las pendientes, se pueden excavar a 1 en 1/2. Este escarpado no asegurará, de ninguna forma, que se esté libre de derrumbes, pero la masa de derrumbes será lo suficientemente pequeña para evitar problemas significativos o daños a estructuras parcialmente terminadas. Si el derrumbamiento tiende a socavar estructuras o a significar un riesgo de vida, entonces se debe crear una pendiente de 1 en 2 o en 2 1/2. De otra forma, se debe apuntalar la cara de corte.

Los riesgos de derrumbamiento de una cara muy empinada se pueden disminuir protegiendo la pendiente con lonas impermeables o de polietileno. Esto se llevó a cabo en una locación del norte de Londres (figura 9.3) donde la lona impermeable evitó el ingreso de lluvia y goteras de las operaciones de construcción en las fisuras de la arcilla. Las lonas permanecieron en su lugar hasta que se instalaron anclas

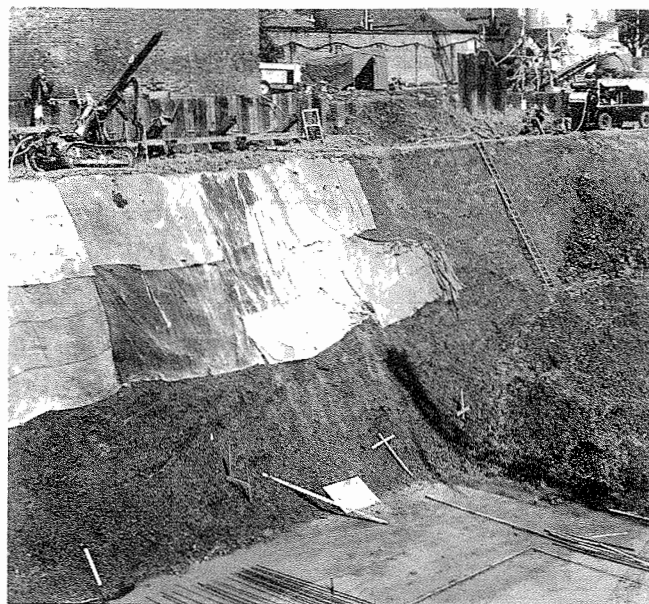


Figura 9.3. Pendiente de 1:1/2 protegida por telas impermeables mientras los anclajes se instalan en una tablestaca atrás de la berma, al norte de Londres.

para sostener las tablestacas que soportaban la excavación, permitiendo que se removiera la espuma de arcilla.

9.3.3. Estabilidad de pendientes en suelos no cohesivos o parcialmente cohesivos

Las arenas y gravas secas pueden permanecer en pendientes iguales a su ángulo natural de reposo sin importar la profundidad. Los valores del ángulo de reposo indicados por Terzaghi y Peck son los siguientes:

	Ángulos de reposo para arenas secas	
	Uniforme en granos redondos	Bien graduada de granos angulares
Suelta	28.5°	34°
Densa	33.0°	46°

Las arenas húmedas y gravas arenosas poseen alguna cohesión y pueden permanecer en posición vertical durante algún tiempo. Es usual excavar estos materiales en escarpes empinados por periodos de construcción de hasta algunas

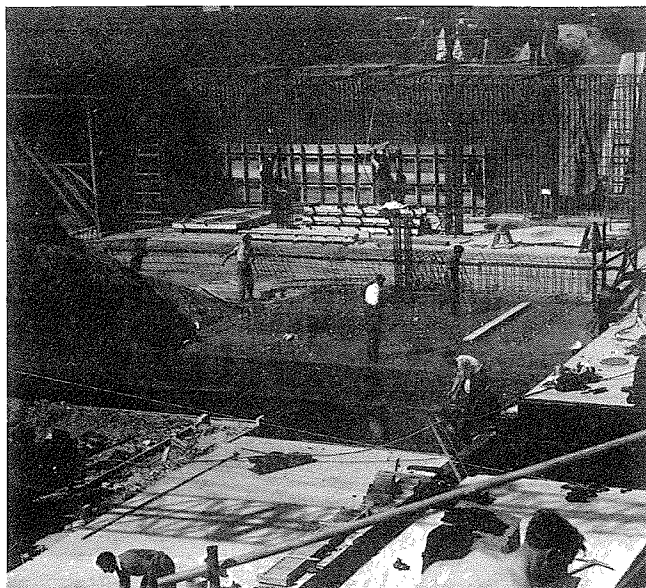


Figura 9.4. Pendientes estables en grava arenosa para la excavación de un sótano en Hammersmith, Londres. Bombeo progresivo desde el colector de madera.

semanas. La figura 9.4 muestra una excavación de 5 m de profundidad para la base de una estructura en Hammersmith. El bombeo desde un sumidero en la base del pozo mantuvo el nivel freático (que normalmente permanecía a 4.4 m bajo el nivel del terreno) en la región de la parte inferior de las pendientes, para prevenir la erosión. Las *arenas con carga de agua* son muy problemáticas en excavaciones abiertas; si se cortan en forma muy empinada, la filtración de agua desde la cara ocasionará erosión en la base seguida del colapso de la parte superior de la cara de corte hasta alcanzar, eventualmente, un ángulo estable de 15 a 20° (figura 9.5). Las secciones 11.2 y 11.3 proporcionan mayor información sobre las mediciones para evitar la inestabilidad en pendientes de suelos con carga de agua.

Los suelos arenosos con carga de agua son particularmente problemáticos si están intercalados con capas de limo o arcilla. Este tipo de suelo es común en los depósitos glaciales. El limo o arena limosa tiende a “escurrir” desde la cara, socavando y colapsando los estratos más estables (figura 9.6). Debido a las capas impermeables, puede no ser posible utilizar un sistema de descenso de agua subterránea; las tablestacas para eliminar el agua subterránea constituyen, con frecuencia, la única respuesta para este tipo de suelo.

El *limo seco* permanecerá en forma vertical sin soporte, especialmente si está ligeramente compactado. Por ejemplo, los suelos loess localizados en los Estados Unidos, la ex



Figura 9.5. Hundimiento de las pendientes excavadas bajo el nivel freático en arena fina, Port Talbot, Gales del Sur.

Unión Soviética y los países de Oriente Medio son limos ligeramente compactados que pueden permanecer en forma vertical a alturas de más de 15 m. De hecho, las excavaciones en estos suelos se deben cortar de preferencia en forma vertical para evitar una severa erosión por el flujo de agua sobre ellas. El limo seco no compactado tiende a fluir como líquido al estar sujeto a vibraciones, y el limo húmedo es uno de los materiales más problemáticos que se pueden encontrar en las excavaciones. La filtración del agua desde una cara cortada en forma muy empinada ocasiona que el material fluya hacia afuera desde la parte inferior del corte en una gradiente muy plana; esto está seguido por un revenimiento de la parte superior, y la cara completa es progresivamente socavada hasta que eventualmente alcanza un ángulo estable total.



Figura 9.6. Colapso de las pendientes en arena fina de carga de agua entre una capa de arcilla y limo, Co. Durham.

9.3.4. Estabilidad de pendientes en rocas

No se debe tomar como garantía la permanencia de rocas de excavaciones en pendientes verticales sin problemas. Su estabilidad depende del ángulo de los planos de estratificación y del grado de rompimiento de una roca no sólida. Por ejemplo, pueden surgir condiciones peligrosamente inestables si los planos de la estratificación están empujados hacia una excavación (figura 9.7a), especialmente si hay agua subterránea presente que ocasiona lubricación a lo largo de los planos de estratificación. Únicamente se aseguran condiciones estables cuando los planos de estratificación están cerca de la horizontal o si se derrumban hacia afuera de la excavación (figura 9.7b). Las rocas despedazadas consisten en una gran masa de fragmentos sueltos que tienden a caer desde una cara cortada en forma muy empujada causando socavación y un colapso mayor de la roca sólida que se encuentra encima (figura 9.7c). Puede surgir inestabilidad por las fallas superiores de entradas en pendientes de roca muy empujadas donde las explosiones y la liberación de la presión de sobrecarga (*overburden*) ocasionan la abertura de fisuras verticales alrededor de grandes bloques de roca detrás de la cara. Estas condiciones se muestran en la figura 9.8.

Se encontraron condiciones inestables de roca en las excavaciones para el tren subterráneo de Estocolmo^{9,7} donde extensas fisuras en la roca estaban rellenas de arena y arcilla. Para

prevenir el derrumbe de roca hacia la excavación, se enlecharon pernos de anclaje pretensados en orificios perforados profundamente hacia roca sólida bajo el nivel de la excavación (figura 9.9). Los pernos para roca pueden ser una ayuda considerable para prevenir caídas masivas desde una cara de roca empujada, así como para su aplicación normal para sostener techos de túneles en roca.

El enlechado de pernos para roca proporciona un anclaje más durable con un menor riesgo de derrumbamiento que las

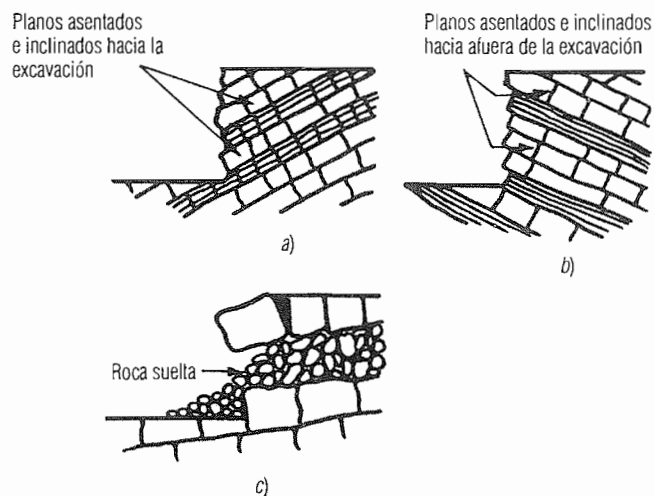


Figura 9.7. Condiciones de la estabilidad en las excavaciones de roca.
a) Condiciones inestables. b) Condiciones estables.
c) Condiciones inestables.

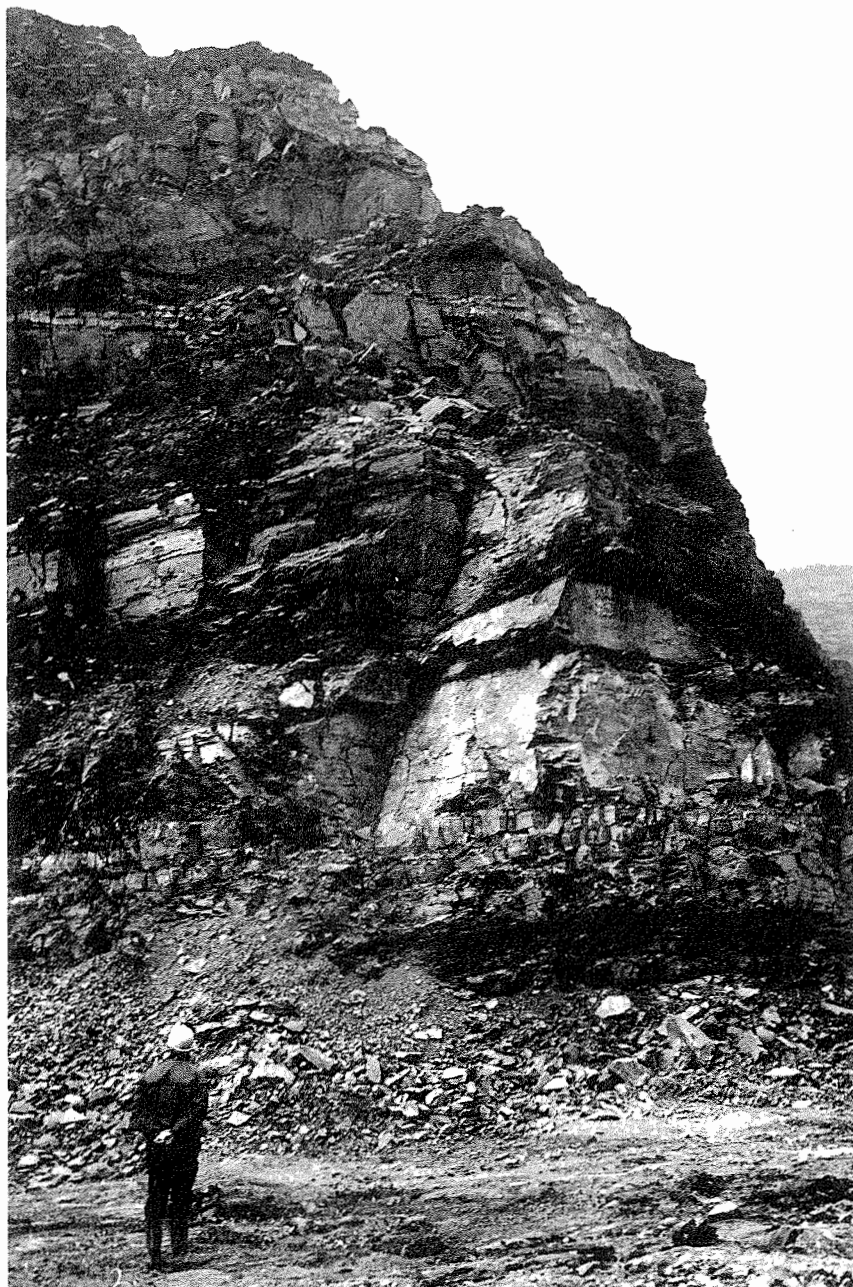


Figura 9.8. Reentrada en una pendiente inclinada de roca mostrando una socavadura de arenisca por el desmoronamiento de esquistos de arcillas que subyacían, Gales del Sur. (Los bloques de arenisca se cayeron donde las juntas verticales emergen en la cara.)

vigas sólidas sin enlechar, las cuales sirven como anclaje únicamente por la fricción en la cuña. El movimiento paulatino a largo plazo en la roca sometida a esfuerzos por la cuña puede ocasionar un aflojamiento del anclaje. Entonces se necesita reajustar para restaurar su valor original. Se utilizan arandelas de placa, secciones ligeras de acero o mallas de acero entre los pernos para sostener la cara de roca. El tipo de medio de soporte depende de la cercanía de las juntas en la roca.

El riesgo para los operadores por la caída de rocas desde

una cara muy empinada se puede evitar suspendiendo una malla pesada de metal desde la parte superior de la cara de roca. La malla debe estar suspendida de forma que quede separada de la cara para permitir que la roca caiga por detrás de la malla. Se han utilizado redes antisubmarinas de desecho con este propósito.

Los esquistos de arcilla o la tiza estratificados horizontalmente pueden permanecer en forma vertical a una altura considerable, pero tienden a desintegrarse a largo plazo por

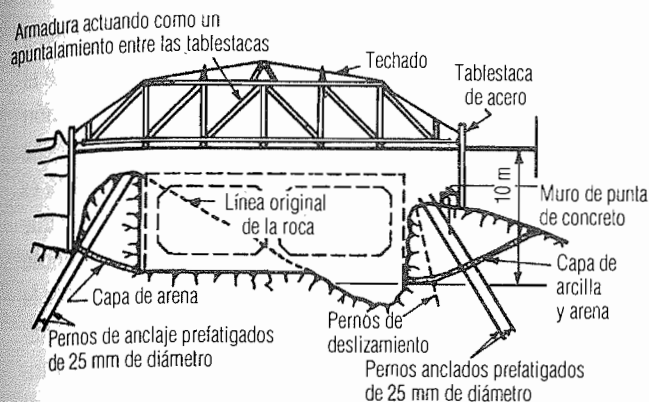


Figura 9.9. Roca aperrada en una excavación para una vía de tren subterránea, Estocolmo.⁹⁷

congelamiento. Las caídas causadas por la acción de congelamiento desde una cara vertical de tiza pueden ser muy extensas, aunque una inclinación de 60° generalmente permanecerá estable durante muchos años, a pesar de existir una acumulación gradual de escombros en el extremo inferior del corte. Una inclinación de 45° en yeso estará virtualmente libre de problemas, en especial si se puede cubrir con césped para ligar la superficie y prevenir la erosión de material aflojado por el congelamiento.

La excavación en taludes detríticos o pedregones puede ser muy difícil, y se deben crear inclinaciones adecuadas para prevenir derrumbes peligrosos de pedregones.

La British Standard (Norma Británica) 6031 del Code of Practice for Earthworks (Código de Práctica para Trabajos de Tierra) proporciona mayor información sobre la estabilidad de pendientes en diversos tipos de formaciones rocosas. Este Código proporciona mucha información útil sobre los métodos de excavación y enmaderado.

9.4. EXCAVACIÓN DE ZANJAS

Un factor importante en la excavación de zanjas para cimentaciones a base de zapatas corridas o para muros de contención en sótanos, es la estabilidad contra colapso de los lados de la zanja. Dicho colapso, en una zanja profunda y estrecha, podría matar a cualquier persona que se encontrara en ella. En la Gran Bretaña no existe un requerimiento definitivo en Factories Acts (Actas de Fabricación) para enmaderar las zanjas bajo cualquier circunstancia.

El Reglamento 8i de los Construction (General Provisions) Regulations "Reglamentos para la Construcción (Provisiones Generales)", 1961, establece:

Se debe colocar una provisión adecuada de madera de calidad conveniente u otro soporte para prevenir, hasta donde sea razonablemente práctico y tan pronto como sea posible en el curso del trabajo, el daño a cualquier persona por la caída o derrumbamiento de tierra, roca o cualquier otro material que forme los lados o techo de, o adyacente a cualquier excavación, pozo, trabajo de tierra o túnel:

Considerando que este reglamento no se aplicará a:

a) cualquier excavación, pozo o trabajo de tierra en los que, habiendo conocido la naturaleza e inclinación de los lados de la excavación, pozo o trabajo de tierra y otras circunstancias, se sepa que no ocurrirá ninguna caída o derrumbe de tierra u otro material que pueda enterrar o atrapar a alguna persona así como golpearla desde una altura de más de cuatro pies (1.219 m);

b) en relación con una persona involucrada actualmente en enmaderado u otros trabajos que están siendo llevados a cabo con el propósito de cumplir con este reglamento, si se toman las precauciones necesarias para asegurar su seguridad hasta donde lo permitan las circunstancias.

Por lo tanto, la decisión de apoyar o no una zanja, o la cantidad de soporte que se requiere, corresponde al ingeniero. El procedimiento comúnmente aceptado es proporcionar algún tipo de soporte, no importando las condiciones del suelo, siempre que la zanja tenga la profundidad suficiente para que su colapso pueda ocasionar muerte o daños a los trabajadores. Esto significa soporte para las zanjas de más de 1.2 m. Al decidir cimbrar la zanja, se requiere de suficiente juicio para la cantidad de protección necesaria. Este aspecto se comentará en la siguiente sección del capítulo.

La elección entre excavar una zanja con lados verticales reforzados o con lados inclinados sin refuerzo, es generalmente cuestión de economía. Sin embargo, existen circunstancias en las que no se puede excluir la utilización de refuerzo, como sucede en un área de trabajo donde no existe espacio para zanjas anchas, o en arenas con carga de agua que podrían mover los lados de la zanja hasta un ángulo de reposo demasiado llano. La zanja sin enmaderar tiene la ventaja de tener un área de trabajo libre, pero una zanja profunda sin refuerzo necesita lados con la inclinación suficiente para asegurar la vida de los trabajadores, y el costo de esta excavación extra, junto con el costo adicional de volver a colocar y ensanchar el suelo excavado, podrían sobrepasar el

costo de reforzar una zanja de lados verticales hasta la misma profundidad.

Se debe recordar que los operadores que trabajan en excavaciones están expuestos a otros riesgos además del derrumbamiento del terreno. El equipo y material que se deja accidentalmente cerca de la zanja podría caer encima de los trabajadores, así como los vehículos podrían rodar hasta el interior de un orificio sin protección. Por lo tanto, se deben instalar barreras, bordes y caminos para los trabajadores, con un espacio libre entre la orilla de la excavación y cualquier material o equipo apilado.

Un reporte de la Construction Industry Research and Information Association (Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción) proporciona mucha información útil y detallada de la excavación de zanjas.⁹⁸

9.5. REFUERZO DE EXCAVACIONES CON MADERAJE Y TABLESTACAS

9.5.1. Principios generales de diseño

El diseño de soportes temporales para los lados de excavaciones está regido por las condiciones del suelo y del agua subterránea, así como por la profundidad y el ancho del área excavada. En arenas y limos con carga de agua, se requiere un soporte continuo para la cara mediante *patines* o *estacas de avance* de madera, o de *protecciones para zanja* de acero o *tablestacas*. Con cada uno de estos métodos, es necesario llevar el soporte de la cara antes que la excavación. Las arcillas de firmes a rígidas, las gravas secas compactas o arcillosas, las arenas compactas o cementadas, las pizarras y las rocas estratificadas pueden permanecer sin soporte durante periodos variables. Por lo tanto, en estos tipos de suelo sólo es necesario colocar un soporte en un espacio abierto lo suficientemente ancho para soportar el aflojamiento hacia adentro de la masa del suelo detrás de la cara, y para evitar el riesgo de colapso de los lados debido, por ejemplo, a la abertura de fisuras en una arcilla rígida o al debilitamiento, a lo largo de los planos de estratificación, de un estrato de roca incrustada.

Las excavaciones anchas requieren fuertes tirantes en los marcos de largueros (*walings*) y *puntales* no así las zanjas angostas o los pozos angostos y, en el caso de excavaciones muy anchas, será necesario apoyar la cara por medio de *puntales inclinados* o *entibadores*, o sujetarla con *anclas de tierra*.

El diseño de los esquemas de protección con anterioridad a la construcción, así como el ordenamiento de únicamente el material necesario, permitirá la seguridad en la construcción y evitará el desperdicio y cortes excesivos. También se debe hacer notar que un buen diseño de esquema de soporte es aquel que permita un fácil *golpeteo*. Cualquier diseño que requiera el corte o desintegración de mucho material valioso en largueros y puntales pesados para poder removerlos tras la terminación del trabajo temporal significa un gran desperdicio. Las consideraciones de seguridad en condiciones restringidas también incluyen la facilidad para *golpetear*.

9.5.2. Soporte de excavaciones en arenas y gravas sueltas, así como en arcillas y limos blandos

En estas condiciones de suelo, es necesario dar un soporte continuo a la cara de corte por medio de *maderaje poco espaciado*, así como colocar el maderaje lo más pronto posible en posición para evitar que los lados se derrumben. El soporte cerrado se puede proveer en forma de *guías*, *entarimados de sostén* o *tablestacas* colocadas por encima de la excavación, o colocando *envolturas aisladoras* o *forros de zanja* detrás de *pilotes soldado* hundidos con anterioridad a la excavación.

Maderaje con patines

La figura 9.10a a d muestra el procedimiento para instalar guías de madera. Primero se realiza una excavación poco profunda para instalar largueros y guías (figura 9.10a). Los largueros se desbloquean temporalmente fuera de la cara por medio de tablas cortas (a la derecha) colocadas detrás de ellos. Esto permite sujetar las guías para después atornillar o apernar abrazaderas en los extremos de las mismas. Este es un detalle importante, ya que evita que las guías se caigan al aflojarse durante el encogimiento de la madera o por la distorsión en los largueros. Las guías se sujetan cortándolas un poco más largas y hundiendo un extremo con el otro en su posición, hasta que se encuentren en el ángulo correcto de los largueros. Alternativamente, se pueden utilizar guías de tornillo de acero o gatos hidráulicos para zanja. Las guías fuertes se fijan doblando cuñas en ambos extremos, o por medio de gato. Entonces se escuadran las guías de madera detrás de los largueros. Usualmente son tabloncillos de 175 por

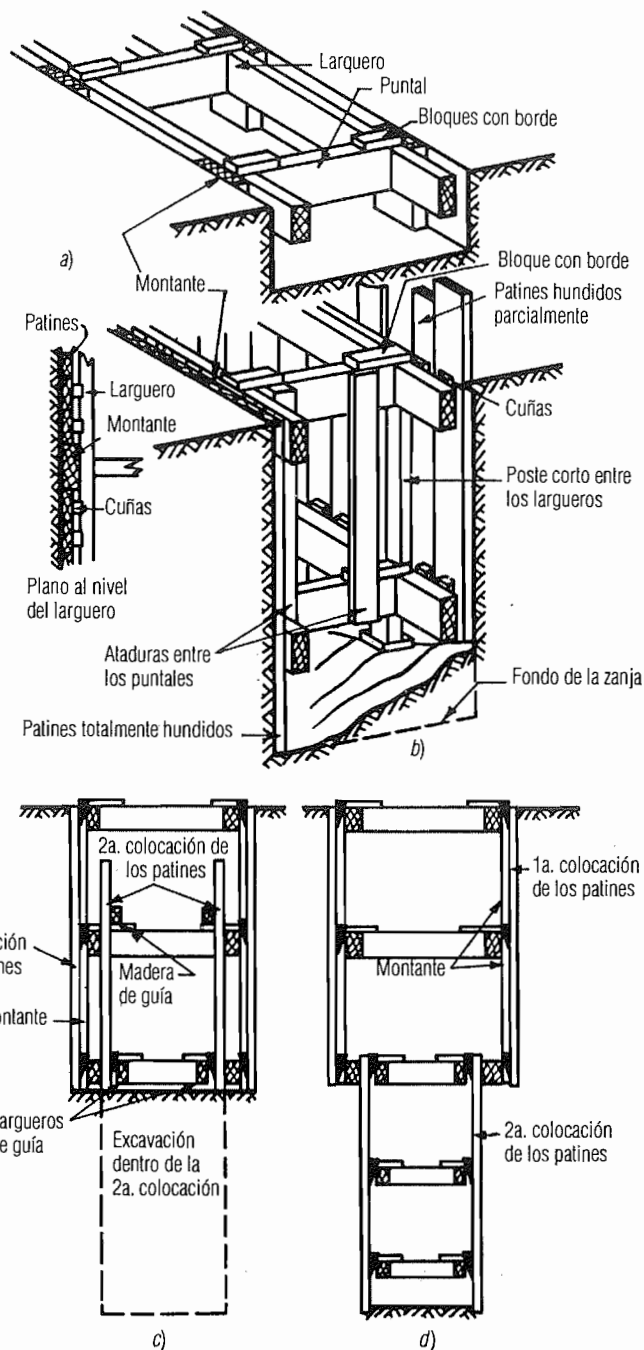


Figura 9.10. Soporte con patines de las excavaciones en suelo suelto. a) Primera etapa de la excavación. b) Segunda etapa de la excavación. c) Cabeceo del segundo juego de patines. d) Excavación terminada.

38 mm o de 175 por 50 mm, con longitudes de hasta 4.8 m. En arcillas, sus extremos inferiores se afilan con el bisel hacia la cara. Esto los mantiene firmes contra la cara de corte durante el hundimiento. Sin embargo, la afilación no es recomendable en gravas, ya que existe el riesgo de cuarteamiento o "escobillado" durante su hundimiento. Los forros de zanja de acero (figura 9.11) se pueden utilizar en lugar de

madera. Para facilitar el escuadre y el hundimiento de guías largas, se coloca un larguero guía exterior como a 1 m por encima del nivel del terreno. Convenientemente, esto puede formar parte de un caballete utilizado por los trabajadores para hundir las guías por medio de un mazo pesado. Se coloca una cuña entre las guías y el larguero para permitir que aquéllas sean hundidas y después sujetadas contra la cara de

la excavación, una por una. Cuando la excavación alcanza el nivel del segundo marco de apuntalamiento, las guías se enroscan a través de los puntales en el marco superior y después se colocan en posición. También se colocan montantes más largos entre los largueros, permitiendo sujetar los puntales contra la cara de corte. Posteriormente se ponen postes cortos entre los largueros para sostener el marco superior, y se clavan tablas de enlace verticales entre pares de puntales (figura 9.10b). El propósito de las tablas de enlace es el de abrazar los dos marcos para prevenir la distorsión que resulta de los movimientos desiguales del terreno en cualquier lado de la excavación, así como de actuar como seguro contra los

baldes que atrapan o elevan los puntales con grúa. Entonces, se debe profundizar la excavación y, de ser necesario, se coloca un tercer marco para fijar otros postes cortos y enlaces entre el segundo y el tercer marco. El marco inferior se sostiene por medio de postes cortos sobre zapatas en el fondo de la excavación.

Si la excavación tiene que llevarse más profundamente que las guías que usualmente no tienen más de 4.8 m de largo, se coloca un segundo juego de éstas dentro de los largueros del juego superior y también se coloca un larguero-guía interior (figura 9.10c). Estos largueros se hunden de manera similar al juego superior con marcos de apuntalamiento de largueros

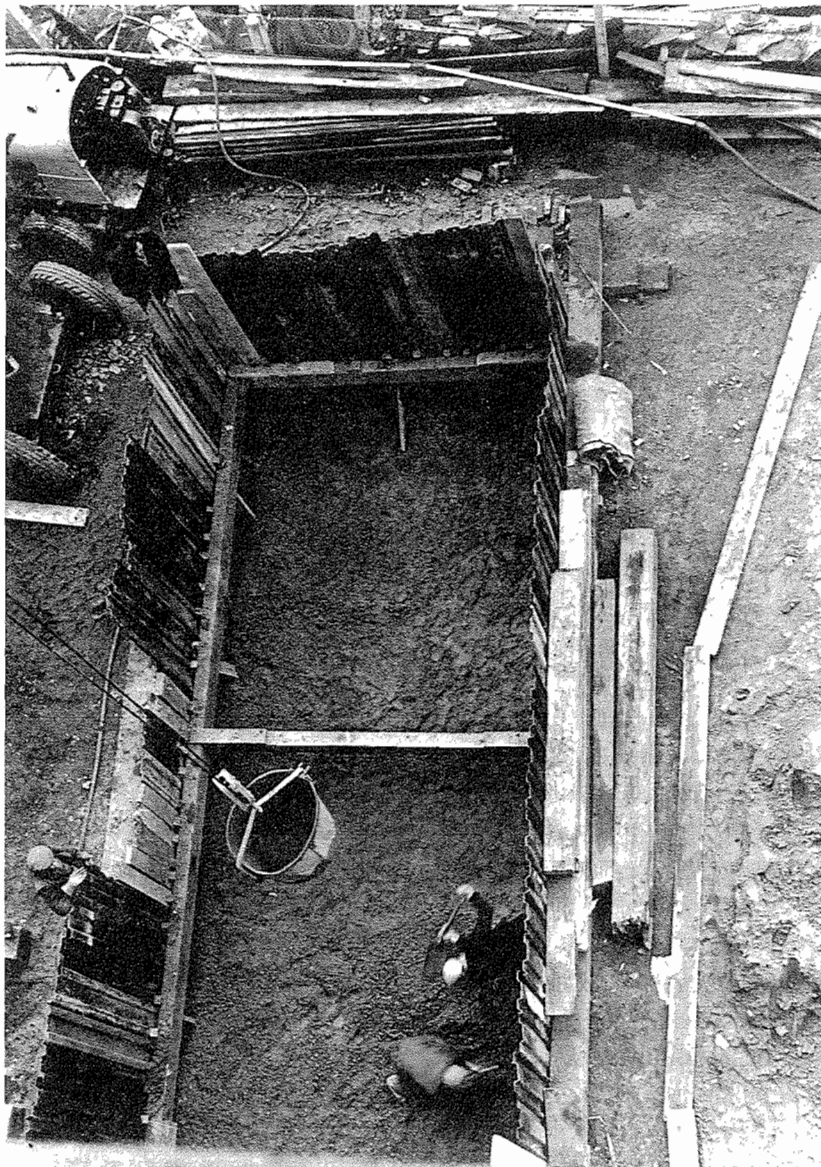


Figura 9.11. Placas de acero de la zanja usadas como patines.

y puntales según se requiera (figura 9.10d). Habrá, por supuesto, aberturas entre las guías en los extremos de los puntales del juego superior; éstas se rellenan con tablas horizontales cortas o *estacas de avance transversales*, pasadas detrás de los largueros al tiempo que la excavación avanza.

Si se requiere una excavación aún más profunda, se puede instalar un tercer juego de largueros, pero esto significa que la excavación será como un metro más ancha en el primer juego que en el tercer juego, con el correspondiente incremento en el volumen de excavación. De esta forma, existe una limitante económica hacia el número de juegos que se pueden utilizar en excavaciones profundas; en alguna etapa, la utilización de tablestacas largas, estacas de avance cortas o entablado de revestimiento será más económica.

Soporte con tablestacas

Las tablestacas de acero hincadas con martinete o martillo de doble acción permiten colocaciones mucho más profundas. En condiciones favorables de suelo, las tablestacas se pueden hundir en longitudes de 15 m antes de la excavación, pero en suelo desfavorable, como grava compacta o en suelo que contenga pedregones o guijarros, será preferible hundir en longitudes pequeñas y tal vez sea necesario excavar hacia abajo para remover pedregones abajo de las tablestacas al tiempo que se siguen hundiendo progresivamente. La utilización de tablestacas también proporciona un espaciamiento mucho más ancho para marcos contraventeados o apuntalados. Sin embargo, el hundimiento de tablestacas puede ocasionar ruido y vibración que, en áreas pobladas, ocasiona molestias y puede dañar otras propiedades. El hundidor de pilotes silencioso Taylor-Woodrow opera en forma hidráulica sin ruido ni vibración apreciables (véase sección 10.3). También se puede utilizar un martinete en el interior de una caja absorbente de sonido (sistema de pilotaje "Hush"). La sección acerca de ataguías provisionales en el capítulo 10 proporciona mayor información sobre secciones disponibles, manejo e hincado de tablestacas.

De vez en cuando surgen dificultades al hundir tablestacas en arcillas rígidas a cierta profundidad bajo el nivel de la excavación, ya sea para obtener soporte en resistencia pasiva o para eliminar el agua (véase figura 11.34). Al extraer las tablestacas, la arcilla acuñada en los "pequeños estratos duros" es también sacada dejando grandes huecos bajo el nivel de la excavación y dañando el trabajo permanente. Se debe evitar el hundimiento de tablestacas a profundidades

mayores a los 0.5 m bajo el nivel de la excavación siempre que sea posible.

Maderaje con estacas de avance

El soporte de excavaciones por medio de estacas de avance y marcos de contención es un método conveniente para cortes profundos en condiciones de lugar restringidas, por ejemplo, donde no se dispone de espacio suficiente para diversos juegos de guías o en que no existe la altura libre suficiente para escuadrar y hundir tabiestacas. Las estacas de avance son cortas, comúnmente de no más de 1.2 m de largo, con o sin extremos afilados, y se escuadran en el exterior del maderaje por medio de largueros-guía de madera (figura 9.12a). Se les hace un chaflán hacia afuera para permitir la colocación de marcos de largueros sucesivos cerca de los extremos inferiores de cada juego de estacas (figura 9.12b), después de lo cual se hunde el siguiente juego de estacas entre los largueros y el juego anterior. La excavación se continúa progresivamente hundiendo las estacas en etapas cortas inmediatamente antes de la excavación para sostener las caras de corte (figura 9.12b). Antes de colocar el siguiente juego de estacas, se rellena el espacio que será ocupado por ellas, por medio de una estaca de paso temporal. Al concluir el hundimiento de un

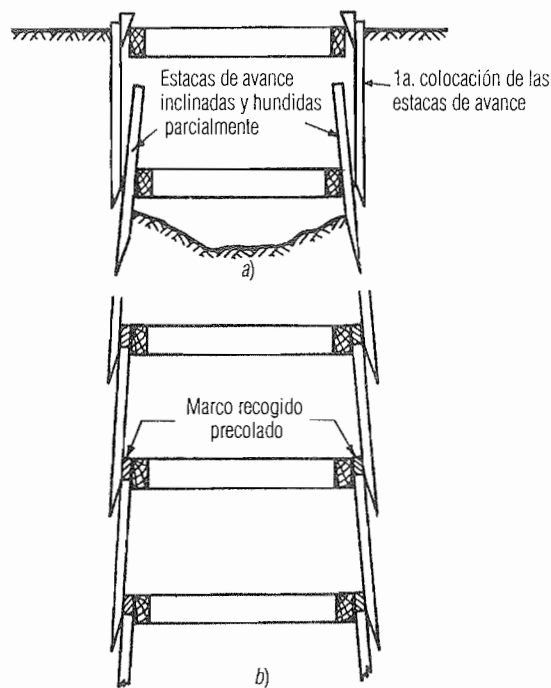


Figura 9.12. Soporte de una excavación profunda en un suelo suelto con estacas de avance y marcos de paso.

juego de estacas, se remplace la estaca de paso como lo muestra la figura 9.12b.

Maderaje horizontal

El otro método arriba mencionado es el de sostener el suelo por medio de entablado de revestimiento horizontal entre pilotes soldado. Este método es aplicado normalmente a excavaciones profundas. Los pilotes soldado son, por lo común, secciones de pilote de acero laminado con guías anchas de carga universal hundidos antes de excavar desde el nivel del terreno hasta un nivel de 1 a 2 m bajo el fondo de la excavación. Al tiempo que prosigue la excavación, se insertan estacas de avance de madera horizontalmente entre las guías de los pilotes (figura 9.13) y se sostienen contra la cara por medio de cuñas. Los tabloncillos de concreto precolado no son satisfactorios para el revestimiento con listones ya que los pilotes soldado casi no se pueden instalar en forma completamente vertical. Por lo tanto, usualmente es necesario cortar un poco los elementos horizontales para que quepan entre los soldados. También es necesario exponer el suelo a una profundidad de dos o tres tablas para proporcionar espacio suficiente para deslizar una tabla entre las guías. En suelo flojo las tablas se pueden asegurar a la cara expuesta de la guía

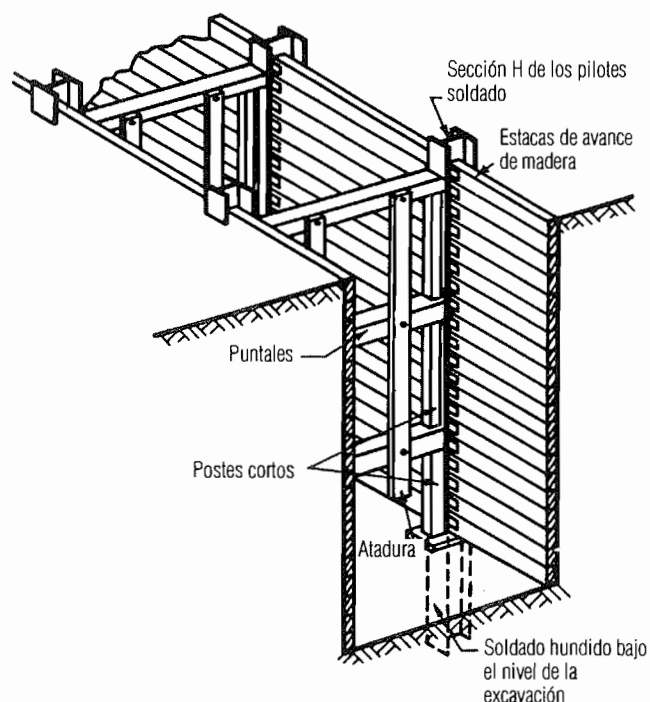


Figura 9.13. Soporte por pilotes soldado y un torro de lámina horizontal.

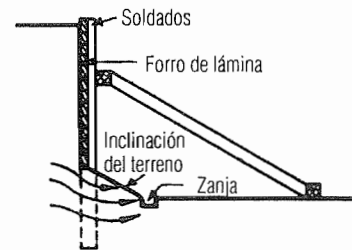


Figura 9.14. Control de la filtración de agua bajo el enmaderado.

interna de los pilotes por medio de remaches especiales. El hundimiento de los pilotes soldado, que generalmente están a 3 o 4 m aparte, significa una *duración* considerablemente más baja de vibraciones que el hundimiento de tablestacas de acero. Cuando se deben evitar las vibraciones por hundimiento de pilotes, éstos se pueden instalar en orificios perforados mediante una máquina perforadora. Bajo el nivel de la excavación, las longitudes enterradas de los pilotes se rodean con concreto o lechada de arena y cemento.

En suelo con carga de agua, es importante dejar huecos o lumbreras estrechos entre las tablas para crear drenaje, evitando así la formación de presión hidrostática detrás del maderaje. Cuando el agua que fluye hacia adentro ocasiona erosión en el suelo, se puede evitar con bancos de tierra o trincheras temporales para alargar el camino de filtración (figura 9.14). El método de pilotes soldado se puede también utilizar

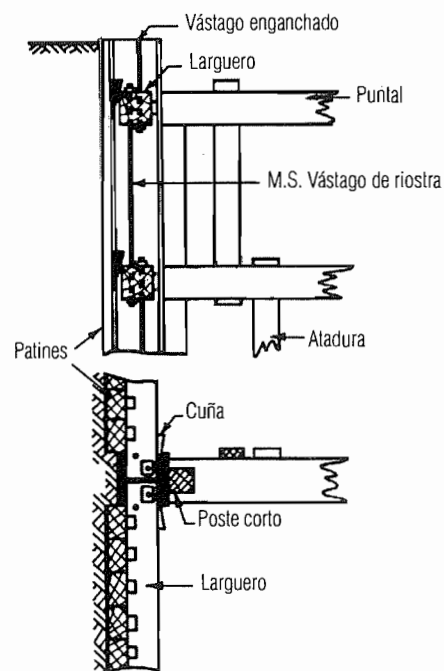


Figura 9.15. Soporte por los pilotes soldado con patines.

junto con el de guías verticales, como lo muestra la figura 9.15. Se coloca un larguero para crear un claro entre los soldados y las guías levantadas detrás. Se colocan más largueros al tiempo que progresa la excavación. Cuando es esencial evitar el ruido y la vibración, los soldados se pueden colocar en orificios preperforados.

También se puede utilizar protección horizontal de madera en excavaciones poco profundas cuando se usan largueros verticales pequeños para sostener los extremos de las tablas.

9.5.3. Soporte de excavaciones en arcillas rígidas, arenas secas compactas o cohesivas, o estratos de roca débil

Por lo común se puede confiar en que estos materiales puedan permanecer sin soporte durante un periodo variable, pero con el tiempo se requiere soporte para prevenir el aflojamiento y el asentamiento de la superficie adyacente y para asegurar a los trabajadores. Su capacidad para permanecer durante algún tiempo sin soporte simplifica enormemente el procedimiento de maderaje. En excavaciones de zanja, una de las formas más simples de *maderaje abierto* es el que se muestra en la figura 9.16.

Tras alcanzar el fondo de la excavación, se colocan tablas de 50 a 100 mm contra la cara en cada extremo de los largueros. Después se colocan los largueros y se apuntalan transversalmente, habiendo colocado tablas en cada posición intermedia de los puntales y, de ser necesario, en posiciones intermedias

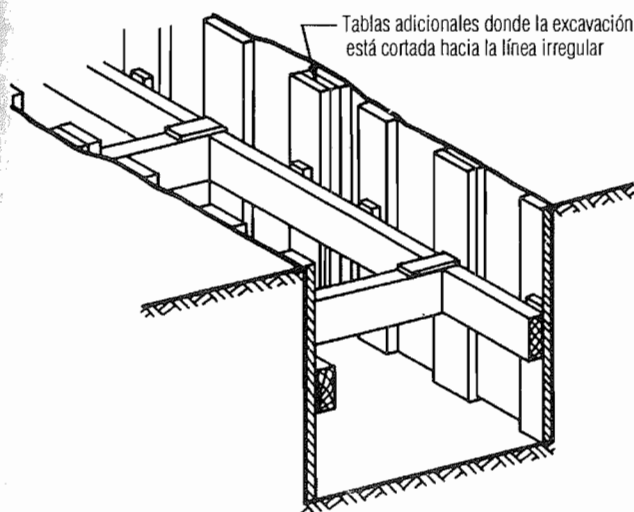


Figura 9.16. Enmaderamiento abierto en suelos compactos o rígidos.

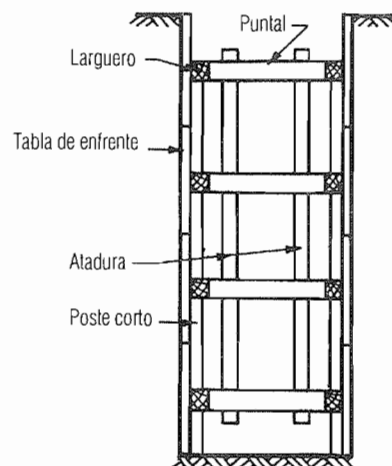


Figura 9.17. Excavación profunda por medio de un sistema medio de tablas.

entre los puntales. De requerirse, se coloca madera adicional de empaque detrás de las tablas si la cara ha sido cortada en una línea irregular. Si las tablas se encuentran a centros de 2 m, el sistema se conoce como "maderaje abierto" y para tal espaciamiento se pueden omitir los largueros, apuntalando individualmente cada par de tablas con "tenazas". Las tablas colocadas en centros de 1 m se conocen como "maderaje por mitad", y a 0.5 m como "maderaje un cuarto", siendo la etapa final de maderaje cerrado. El maderaje abierto puede utilizarse en morena glacial rígida o en suelo de roca sólida. El maderaje por mitad es adecuado en arcillas fisuradas rígidas o en suelos arenosos o gravosos compactos y cohesivos, y el maderaje cerrado en arenas y gravas secas o pizarras desmoronadizas, o en morena glacial para prevenir el desalojo de piedras grandes.

En excavaciones profundas, se pueden utilizar varios juegos de estacas (figura 9.17). Este método, en que se utilizan largueros centrales, se conoce como el *sistema de estaca media*. Alternativamente, se pueden utilizar marcos de retención (figura 9.18). Los largueros sobrepone los extremos de estacas colindantes. Después de alcanzar el fondo de una excavación, se pasan las estacas detrás del último juego de largueros y se coloca otro larguero, apuntalándolo en el fondo de la excavación.

El método de pilote soldado se puede utilizar en suelo bueno pero, en condiciones de altura libre confinada, en lugar de hundir los pilotes antes de la excavación, se utilizan pilotes soldado cortos, por ejemplo, de 1 a 2 m de longitud. Una vez alcanzado el fondo de un tramo de excavación, se colocan los soldados, apretados contra la cara, y se apuntalan en forma transversal. Después se pasan las estacas horizontales detrás de los soldados y se sujetan contra la cara por medio de cuñas. En

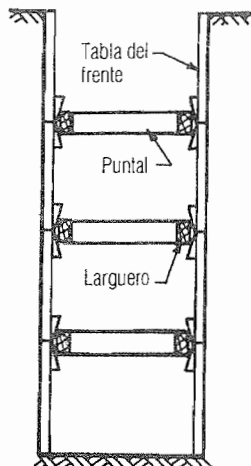


Figura 9.18. Excavación profunda con marcos de paso.

este método generalmente se utilizan maderas cuadradas para los soldados de preferencia a las secciones de acero. Se utilizan puntales solos en los centros de los soldados (figura 9.19) a menos que estos últimos sean largos cuando se pueden necesitar dos puntales a través de cada par opuesto.

9.5.4. Soportes móviles para excavación de zanjas

En la adopción de cualquiera de los métodos descritos en la sección anterior se asume que la cara vertical de la excava-

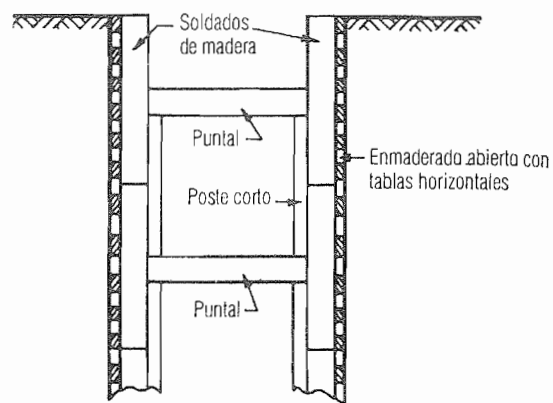


Figura 9.19. Excavación profunda con un enmaderado horizontal y de soldado.

ción permanecerá sin soporte durante un periodo de tiempo lo suficientemente largo para permitir que se coloquen las estacas contra la cara, seguido por la fijación de largueros y puntales. Durante esta fase del trabajo, los operarios tienen algún riesgo de caída inesperada de suelo desde la cara de corte. Dichas caídas se pueden deber a anchos agrietamientos del suelo, desprendimiento de un pedregón o la presencia no detectada de una cañería o cavidad cargada con agua bajo presión disimulada detrás de la cara. Para prevenir estos riesgos, se han desarrollado diversos tipos de soportes móviles para excavaciones de zanja en las que los operarios están trabajando en condiciones confinadas.

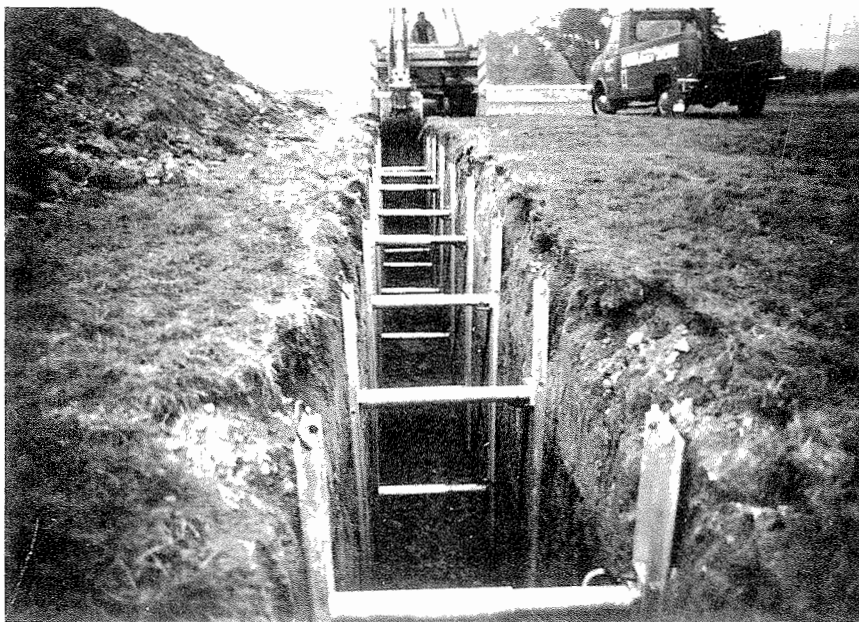


Figura 9.20. Sistema móvil de soporte para las excavaciones de zanjas.

Los sistemas de soporte generalmente consisten en una forma de trineo o protección capaz de ser remolcado a lo largo de la zanja. Los puntales son ajustables, ya sea por medio de apisonadores hidráulicos o gatos de tornillo, permitiendo forzar los miembros de protección vertical contra el suelo. Extremos largos de soportes móviles permiten dejar las tuberías y comenzar el relleno dentro del resguardo del protector.

La figura 9.20 muestra una forma especial de soporte, consistente en pares individuales de miembros de protección vertical separados con puntales operados hidráulicamente.

9.5.5. Maderaje en pozos

Un sistema de apuntalamiento, diferente al antes descrito, se utiliza en el maderaje de pozos para pilares.

En el caso de pozos pequeños (figura 9.21a), no se requieren puntales, ya que los extremos de los largueros se sostienen por sí solos al ser "atrapados" por los largueros o revestimiento de los lados adyacentes. La distribución de puntales para un pozo cuadrado grande (figura 9.21b) es conveniente, para que el centro se deje libre para descender los materiales con grúa. En el caso de pozos rectangulares, tal vez se requieran puntales transversales (figura 9.21c). Se debe notar la pieza de golpeo

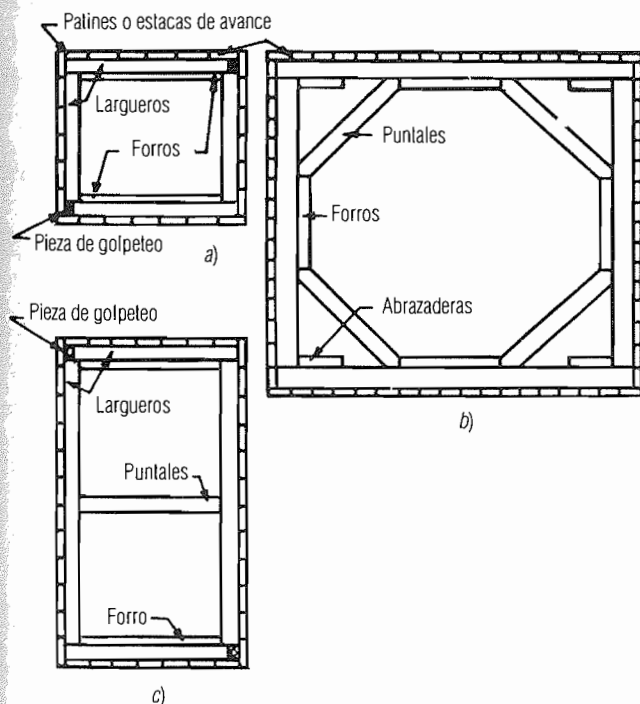


Figura 9.21. Métodos de pozos enmaderados. a) Pozo pequeño. b) Pozo cuadrado grande. c) Pozo rectangular.

peo en el extremo de uno de los largueros. Esto se debe a que, en una excavación pequeña en terreno dilatado, los largueros pueden quedar firmemente sujetos uno al otro. La colocación de una pieza de golpeo, esto es, una pieza de madera blanda fácilmente extraída, evita la necesidad de hacer pedazos el larguero para extraerlo.

9.5.6. Soporte de excavaciones en suelo variable

Es usual variar el tipo de soporte para diversas condiciones de suelo en una excavación. Por ejemplo, la figura 9.22 muestra un método de maderaje adecuado para un sitio donde las arenas con carga de agua o sueltas, y gravas o arcillas blandas se encuentran sobre un material rígido o compacto. La parte superior de la excavación se soporta por maderas guías. Al alcanzar el estrato rígido se puede cambiar el soporte a maderaje abierto con el método de "tablestaca por mitad". Se coloca un "drenaje de festón" en la base del estrato con carga de agua para interceptar la filtración de ésta a través del maderaje cerrado, evitando que se acumule en el fondo de la excavación en el estrato rígido.

El método inverso de soporte se utilizaría en el caso de, por ejemplo, un estrato de arcilla rígida sobre arena suelta. Se colocaría maderaje abierto mediante el sistema de estaca por mitad en el material rígido; después se escuadrarían las guías dentro de los largueros de los juegos superiores y se hundirían al mismo tiempo que la excavación prosigue dentro del material suelto.

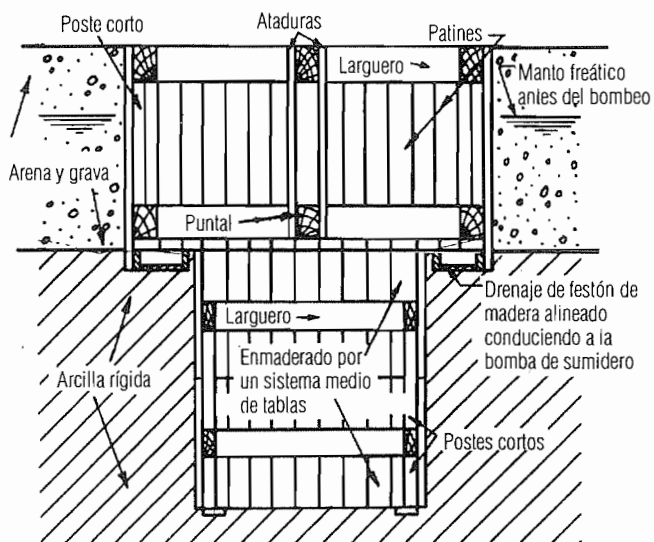


Figura 9.22. Enmaderado para un pozo en arena con carga de agua y grava sobre una capa de arcilla rígida.

9.5.7. Soporte de excavaciones grandes

Las excavaciones muy grandes se pueden sostener con sistemas de puntales inclinados. En suelos blandos o sueltos, se pueden hundir previamente las tablestacas y la excavación se efectúa dejando una cara inclinada para sostener las tablestacas. Entonces se coloca el larguero superior y se fijan los puntales inclinados (figura 9.23a). Entonces se profundiza más la excavación y se fija y apuntala un segundo y, de ser necesario, un tercer larguero (figura 9.23b). Los largueros se sostienen con postes cortos en la forma usual y con ganchos desde lo alto de las tablestacas. Como alternativa, se pueden sostener los largueros con ménsulas soldadas a las tablestacas. Se arriostran los puntales inclinados con maderas de enlace remachadas y los extremos de los puntales descansan sobre pilotes centrales en el suelo parcialmente terminado de la excavación, o en un durmiente de madera o acero sujeto por medio de broches colados en un piso de concreto. Optativo a las tablestacas, se pueden colocar guías de madera en uno o más juegos detrás de los largueros de manera similar a la descrita para excavación de zanjas. El método que utiliza pilotes soldado y envolturas aisladoras se puede también aplicar con

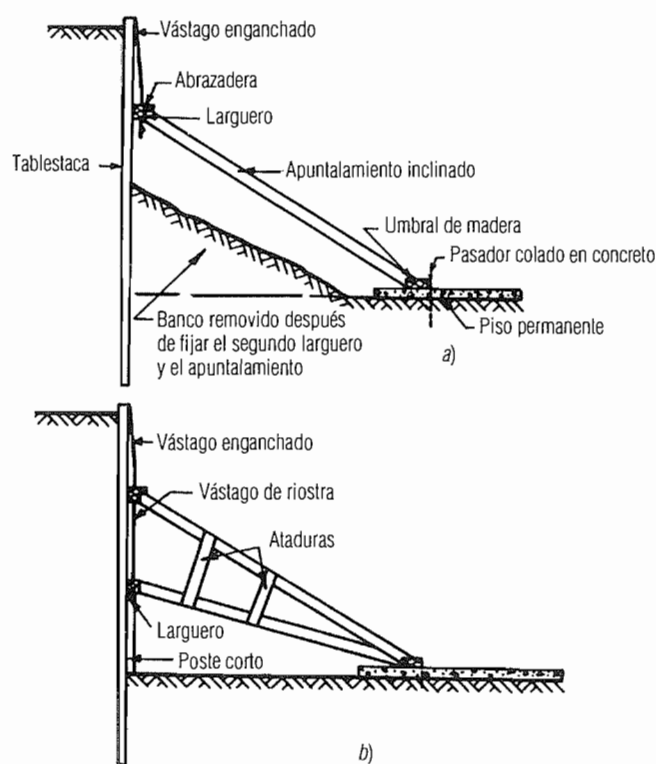


Figura 9.23. Soporte con tablestacas y apuntalamientos enfilados. a) Primera etapa de la excavación. b) Segunda etapa de la excavación.

puntales inclinados (figura 9.24). Para sostener la cara de excavaciones anchas en suelo bueno, esto es, arcillas rígidas, arenas compactas y cohesivas, gravas, etc., se pueden utilizar puntales inclinados en conjunción con maderaje abierto por medio del sistema de tablestacado por mitad con marcos de paso o con soldados cortos. La distribución de estos puntales inclinados en las esquinas de excavaciones se puede congestionar. La figura 9.24 muestra una distribución adecuada para mejorar el espacio de trabajo.

Los métodos que utilizan estos puntales inclinados, antes descritos, tienen desventajas: obstruyen el área de trabajo en el suelo de la excavación; se requiere de un ángulo llano para evitar que se deslicen de los largueros o para forzar los largueros hacia arriba, y se requiere un soporte rígido para los extremos inferiores para evitar el aflojamiento. Si la excavación no es demasiado ancha, por lo común es preferible sostener los puntales transversalmente. Es necesario un diseño cuidadoso con apuntalamiento transversal o diagonal para prevenir el pandeo de puntales largos, pero al mismo tiempo, el espacio de trabajo dentro de los marcos de apuntalamiento debe ser tan espacioso como sea posible para evitar estorbos inadecuados para las labores de construcción.

La figura 9.25a a d muestra una secuencia típica de las operaciones. Los pilotes *centrales*, que pueden ser pilotes de carga universal o pilotes de caja, se hunden en las posiciones de las juntas en los puntales y sirven de soporte para los marcos de apuntalamiento (figura 9.26). Éstos tienen una función vital en la fijación de puntales para evitar el pandeo en

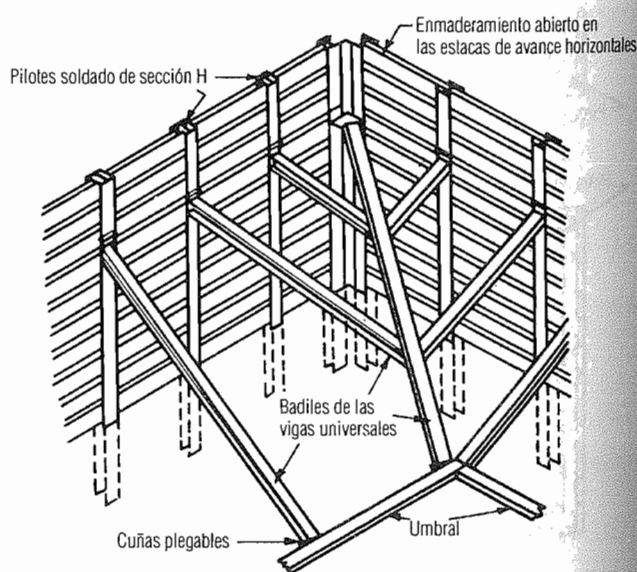


Figura 9.24. Soporte con pilotes soldado y puntales inclinados (visto desde la esquina de la excavación).

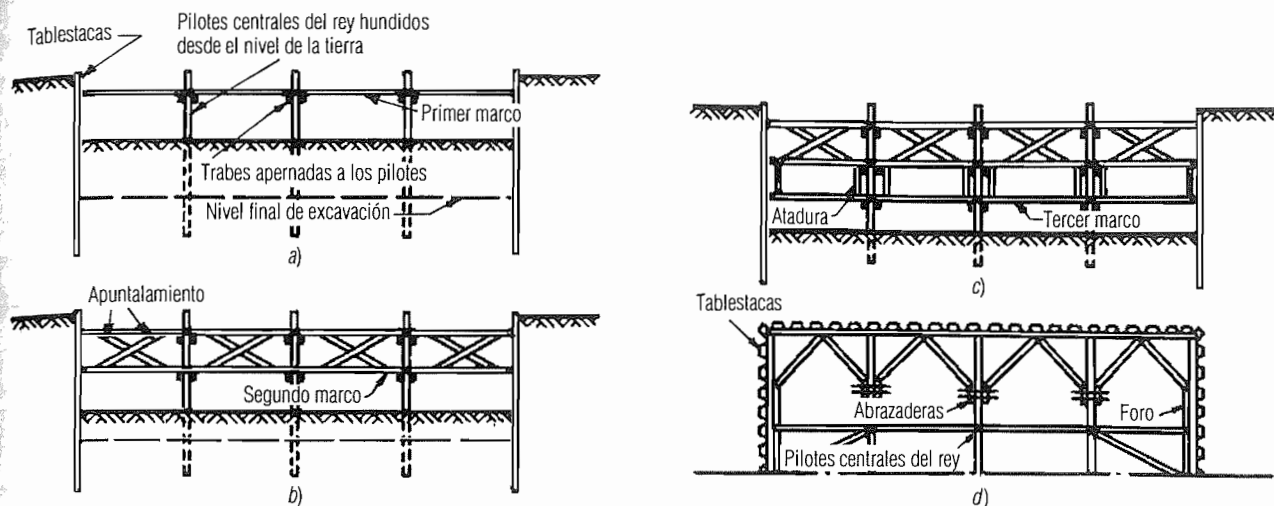


Figura 9.25. Enmaderado para una excavación profunda y ancha. a) Excavación para el nivel del segundo marco, fijación del marco superior. b) Excavación para el nivel del tercer marco, fijación del segundo marco de apuntalamiento. c) Excavación al nivel final, tercer marco fijado. d) Mitad del plano del enmaderado.

dirección vertical, y se deben hundir a la profundidad suficiente en el suelo para desarrollar una resistencia satisfactoria a las fuerzas de compresión o de levantamiento, especialmente cuando sólo se cuenta con un único marco de apuntalamiento. La figura 9.26a y b muestra los detalles típicos de empalmes de puntales.

En excavaciones apuntaladas anchas, se debe dar una cuidadosa atención a los riesgos de colapso progresivo de todo el

sistema de soporte hasta llegar a falla de un elemento. Por ejemplo, la falla de un puntal desalojado por la caída accidental de una carga desde una grúa. La figura 9.27 muestra las consecuencias de colapso de una ataguía provisional profunda de $33 \times 21 \times 7.3$ m en el que las tablestacas estaban sostenidas por un sistema de largueros de acero de sección I y puntales tubulares de acero a un solo nivel. Los puntales se unieron virtualmente con broches en las intersecciones, pero

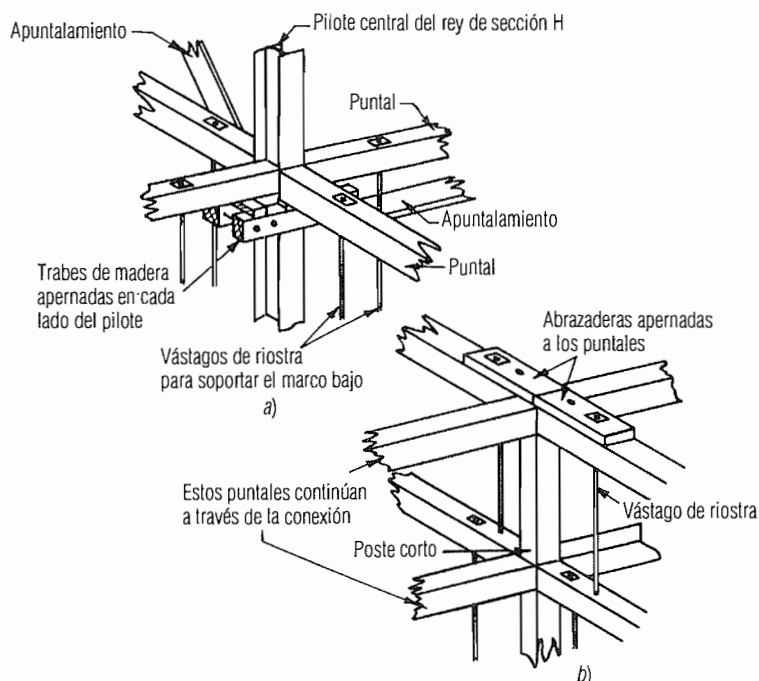


Figura 9.26. Conexiones cruzadas de los puntales. a) Conexión con el pilote del rey central. b) Conexión sin el pilote del rey central.

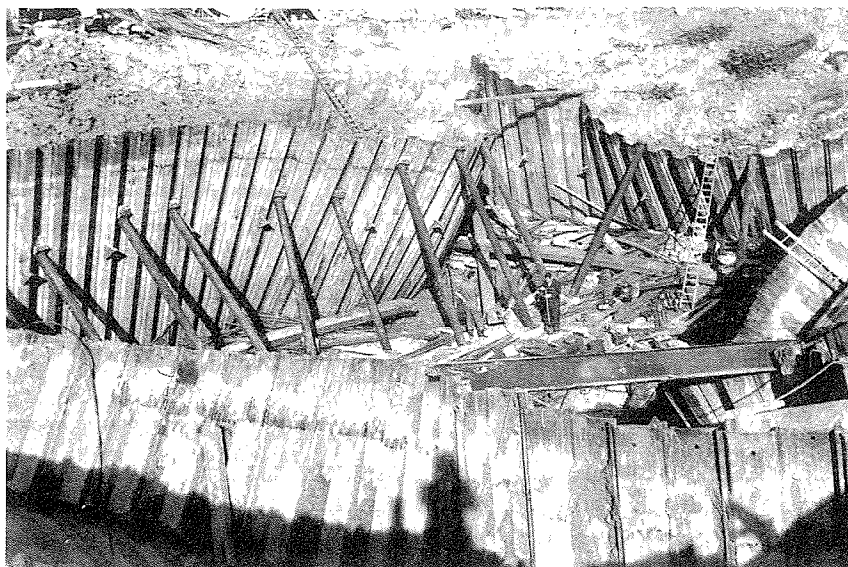


Figura 9.27. Colapso de la tablestaca debido a la falla de un componente único en el sistema de apuntalamiento.

fueron apuntalados para evitar el pandeo con pilotes centrales del rey de sección I hincados a una profundidad de 1.1 m dentro de arcilla rígida bajo la base de la excavación. Esta profundidad de cama fue suficiente para fijar los pilotes centrales contra movimiento vertical, excepto en una dirección, en donde se realizó una excavación para un cierre de sumidero a uno de los pilotes. La pérdida de soporte ocasionó que el pilote se hundiera, seguido por un colapso lento de todo el sistema de apuntalamiento y de las tablestacas.

Afortunadamente, no existió ningún daño ni pérdidas de vidas en este caso. Un accidente más serio ocurrió en 1906 en la excavación para la esclusa del muelle Alexandra en Newport.⁹⁹ La excavación de 11.3 m de ancho $\times$ 300 mm de profundidad estaba bien apuntalada con marcos contruidos a base de largueros de madera y puntales de 300 $\times$ 300 mm en un espaciamiento vertical de 1.2 m. Se fijaron los puntales para evitar el pandeo con una fila de pilotes centrales de madera del rey de 508 $\times$ 508 mm a lo largo de la línea central de la excavación. Los pilotes centrales se diseñaron para fijarse contra movimiento vertical por su cama bajo la base de la excavación como en el caso anterior. Sin embargo, una capa de grava muy compacta evitó que los pilotes fueran hundidos bajo el nivel final de la excavación. En la etapa inferior de excavación, fue necesario excavar bajo los taludes de los pilotes centrales, apuntalados con guarniciones de madera. Esto evitó el movimiento hacia abajo, pero no ofreció ninguna resistencia hacia el movimiento ascendente. Cuando la excavación alcanzó una profundidad de 13.4 m, los puntales se pandearon hacia atrás repentinamente y toda la excava-

ción para la esclusa se colapsó casi instantáneamente con una pérdida de 39 vidas y muchos más heridos.

9.5.8. Soporte por medio de anclas de tierra

La utilización de anclas traseras atadas en lugar de puntales o puntales inclinados para soportar los lados de una excavación ancha tiene la considerable ventaja de proporcionar un área de trabajo completamente libre. El alto costo de las anclas, comparado con el de los puntales, se compensa con el costo reducido de la excavación. Las anclas de tierra se instalan por medio de orificios de perforación en una inclinación hacia abajo para obtener una longitud de adhesión enlechada más allá de las zonas de deslizamiento o aflojamiento potencial de la masa sujeta de suelo. La longitud de adhesión depende de la fricción desarrollada entre el anillo enlechado alrededor del ancla y el suelo circundante. Se pueden obtener resistencias últimas altas en el orden de 400 a 1800 kN en suelos no cohesivos, teniendo el rango más alto las gravas arenosas muy densas. Los suelos cohesivos proporcionan valores más bajos, dependiendo del diámetro del orificio de perforación y de cualquier agrandamiento local logrado por ensanchamiento al fondo, o hendiduras formadas por la acción de inyecciones de lechada a alta presión. Ostermayer ha cuestionado la eficiencia de formar campanas de ensanche al fondo en anclas de tierra y argumenta que la inyección de lechada para formar alargamiento al fisurar la arcilla en la etapa de

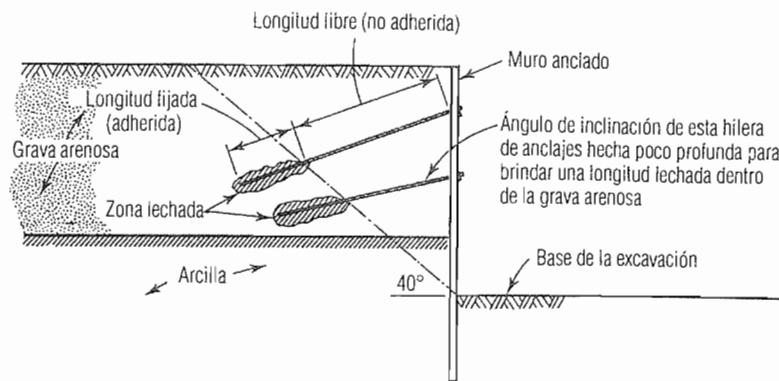


Figura 9.28. Disposición de los anclajes de tierra para soporte de la excavación.

posenlechado es más económica y eficaz. El trabajo de Ostermayer en los *Proceedings of the Conference on Diaphragm Walls and Anchorages* (Procedimiento de la conferencia sobre paredes de diafragma y anclajes)^{5,9} contiene mucha información útil del diseño de anclas de tierra.

Las anclas de tierra pueden colocarse en un solo nivel, o, en excavaciones profundas, a diversos niveles, instaladas en cada etapa sucesiva de excavación. Las anclas están usualmente inclinadas hacia abajo en ángulos de 15 a 20° a la horizontal. Una inclinación empinada induce un alto componente vertical de carga en el muro anclado, con riesgo de falla en el extremo inferior de la cara de corte particularmente si el muro anclado es de tablestacas. Generalmente se considera, en forma arbitraria, que la longitud "libre" o no fijada del tensor del ancla descansa dentro de una zona limitada por una línea con una inclinación de 40° a la base de la excavación (figura 9.28).

La presión del terreno en el muro anclado se transfiere a los tensores, ya sea a través de largueros horizontales (figura 9.29a) o a través de placas de carga en la cabeza de cada ancla (figura 9.29b). El último método se utiliza generalmente en muros rígidos capaces de distribuir la carga en un área alrededor de la cabeza del ancla. La utilización de largueros da mayor seguridad si un ancla llega a fallar bajo la carga. Las cargas de las anclas se calculan conociendo la presión lateral del terreno en el muro. El valor del coeficiente K_a que se utilizará en la ecuación 5.1 dependerá del grado de desviación hacia adentro que puede permitirse en todos los niveles del muro (véanse secciones 5.7 y 9.8).

Pueden surgir problemas en el diseño de sistemas de soporte con anclas cuando se localizan alcantarillas o túneles profundos cerca de la excavación, y es necesario variar la inclinación de las anclas para evitar estas obstrucciones. Puede también surgir inestabilidad cuando las anclas de tierra se

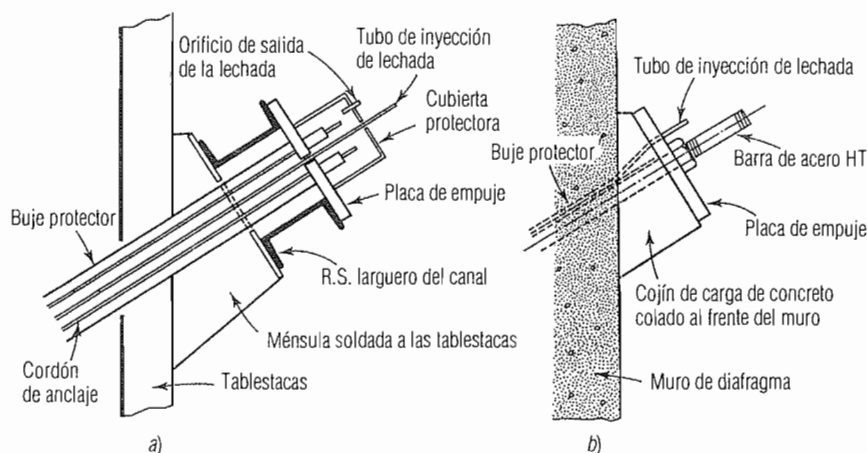


Figura 9.29. Disposición en la cabeza de los anclajes del terreno. a) Carga en los anclajes de cable transferida a la tablestaca a través de los largueros horizontales. b) Carga en el anclaje de la barra transferida al muro de diafragma a través de un cojín de carga.

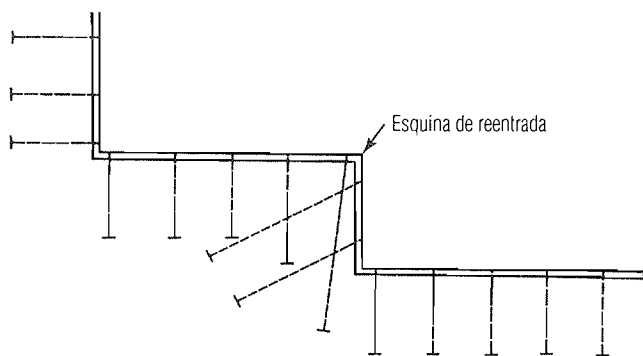


Figura 9.30. Disposición de los anclajes en la esquina de reentrada de la excavación (vista del plano).

localizan en las principales caras de la excavación. Se requieren longitudes adicionales en dichos sitios (figura 9.30)

La instalación de anclas de tierra puede ocasionar filtración de agua, y ésta presión hidrostática detrás de las tablestacas que soportan suelos permeables. También debe cuidarse el enlchado de anclas para evitar el levantamiento de cualquier estructura localizada sobre la zona de anclaje, ya que las presiones de poro acumuladas inducidas en suelos de poca permeabilidad pueden ser muy altas. Un cierto aflojamiento hacia adentro de los soportes de la excavación tiende a ocurrir durante las operaciones de enlchado, invirtiéndose el movimiento al tensar las anclas. Cuando se requieren anclas de tierra temporales como soporte durante un largo periodo, se debe proporcionar cierta protección contra corrosión. Ésta puede tomar la forma de embonado del largo del tendón del ancla por medio de un tubo de plástico o envoltura impregnados de grasa, y pintando la cabeza del tendón y de la placa de carga.

La instalación de un sistema de soporte con anclas de tierra debe controlarse en todas las etapas, comenzando por la instalación de anclas de prueba para verificar las suposiciones del diseño. Preferiblemente, las anclas de prueba deben cargarse incrementalmente y llevarse a la etapa de adherencia total del suelo, considerando que la tensión en el ancla no es mayor al 80 % de la resistencia última a tensión del acero. Cuando se utilizan anclas de cable, el cable entero debe ser jalado, en lugar de los torzales individuales. La curva de extensión de la carga de las anclas de prueba debe trazarse y compararse con la curva teórica esfuerzo-deformación para la longitud no fijada del tendón (figura 9.31).

Las anclas de trabajo se deben entonces instalar. La extensión del cable del ancla en la precarga del diseño y la recuperación después de fijar las anclas se deben medir en cada caso, ya sea para el cable completo o para cada torzal en el cable. Todas las anclas deben estar diseñadas para soportar una carga de prueba de 150 o 175 % de la carga de trabajo, y la carga de prueba no debe esforzar el ancla a más del 70 % de la resistencia última a tensión del acero.

Se deben seleccionar anclas de trabajo al azar para pruebas del 150 % de la carga de trabajo, y se debe comparar la gráfica fuerza-extensión con la de las anclas de prueba iniciales. Las cargas de prueba se deben mantener durante por lo menos 24 horas con una revisión del volumen de levantamiento durante ese periodo. Las anclas de trabajo seleccionadas se deben también sujetar a pruebas de recarga a diversos intervalos para revisar la existencia o no de algún deterioro en la resistencia a la adhesión de la lechada al suelo.

También es útil comprobar el desarrollo de carga en anclas

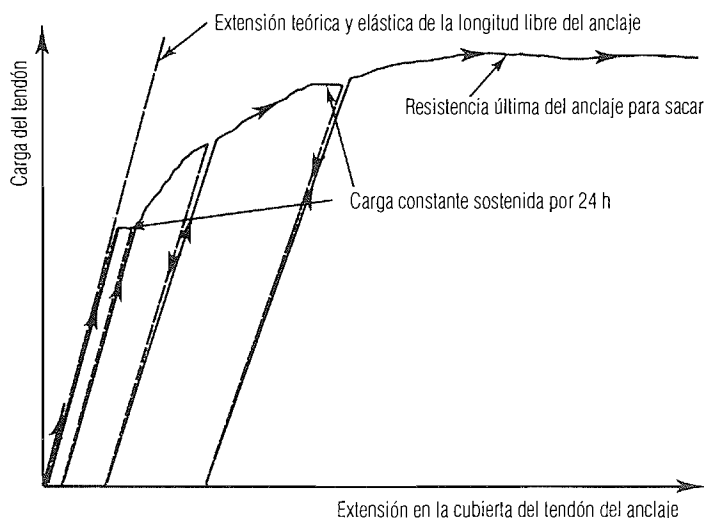


Figura 9.31. Gráfica de la extensión de carga en una prueba de carga incrementada para fallar en la salida desde el suelo.

seleccionadas durante las etapas de excavación, como revisión de las suposiciones realizadas al estimar la presión del terreno. Esto se puede realizar insertando una celda de carga entre la cabeza del ancla y la placa de empuje. Se deben registrar los movimientos de la parte superior del muro anclado refiriéndose a un sistema de datos claros del área excavada.

Mitchell⁵⁹ recomendó la siguiente forma de registrar cada ancla de trabajo:

1. Número de referencia.
2. Diámetro del orificio de perforación.
3. Dirección y profundidad del orificio de perforación.
4. Fecha de perforación.
5. Fecha de enlechado.
6. Fecha de tensionamiento.
7. Longitud y diámetro del revestimiento temporal utilizado durante la perforación.
8. Consistencia, color, estructura y tipo de los diversos estratos de suelo penetrados.
9. Detalles de las obstrucciones encontradas.
10. Detalles del tensor instalado.
11. Longitud del anclaje "libre" (longitud no fijada).
12. Longitud del anclaje "fijo" (longitud adherida).
13. Tamaño y espaciamiento de cualquier agrandamiento en longitudes de anclaje fijo.
14. Cantidad de lechada inyectada y presiones empleadas.
15. Resultados de la prueba de lechada.
16. Extensión del tensor durante la carga (incluyendo cualquier resultado de las pruebas).
17. Temperaturas diarias del lugar, máxima y mínima, cada día que se llevó a cabo el enlechado, la carga y el control.
18. Cargas medidas.

9.6. DISEÑO ESTRUCTURAL DE SOPORTES DE EXCAVACIONES

9.6.1. Materiales

Los cuatro tipos descritos son madera, acero, hierro fundido y concreto precolado.

Madera

Los esfuerzos de trabajo para maderas estructurales de diversas especies se tabulan en el B.S. Code of Practice (Código

de Práctica B.S.) CP 112, "El uso estructural de la madera". El CP 2204 recomienda que la calidad de la madera para trabajos de ataguía provisionales no debe ser menor al Grado 50 (se deben utilizar "esfuerzos en verde").

Cuando las excavaciones deban permanecer abiertas durante largos periodos, tal vez se tengan que reducir los esfuerzos de trabajo entre un factor de 1.0 a 0.7 para permitir el deterioro esperado en la madera durante este periodo de utilización. Sin embargo, se debe hacer notar que el humedecimiento de la madera no causará, por sí solo, deterioro alguno ni reducción en los esfuerzos de trabajo considerados para madera sujeta a condiciones húmedas. En excavaciones profundas donde se desea mantener los marcos de apuntalamiento lo más aparte posible (para facilitar el trabajo), tal vez sea ventajoso adoptar un grado más alto de madera para los niveles más profundos.

Acero

Las placas de acero para zanjas se pueden utilizar como patines o estacas de avance.

También se utiliza acero para puntales en forma de unidades ligeras ajustables para trabajos de zanja o para puntales inclinados, así como para largueros y puntales en excavaciones profundas, ya sea en forma de vigas universales pesadas o vigas maestras compuestas, o de secciones atirantadas más ligeras construidas de ángulos o canal. Los métodos de diseño estructural se adaptan por lo general a los procedimientos de diseño utilizados en trabajos de construcción (en la Gran Bretaña al B.S. 449). Principalmente se utiliza apuntalamiento de acero junto con tablestacas de acero cuando se desea utilizar una alta proporción de la fuerza flexionante de las tablestacas por medio de un amplio espaciamiento de los marcos (véase sección 10.2.2).

Concreto precolado y colado en sitio

El concreto precolado se utiliza en forma de placas o segmentos curvos para excavaciones en que se debe dejar el soporte permanentemente en el lugar. El concreto precolado también se puede utilizar para largueros y puntales y, en lugares en los que se requieren tablestacas fijas, comúnmente se construyen con concreto reforzado *in situ*.

Se utilizaron puntales de acero tubular junto con largueros de concreto reforzado para sostener la excavación de

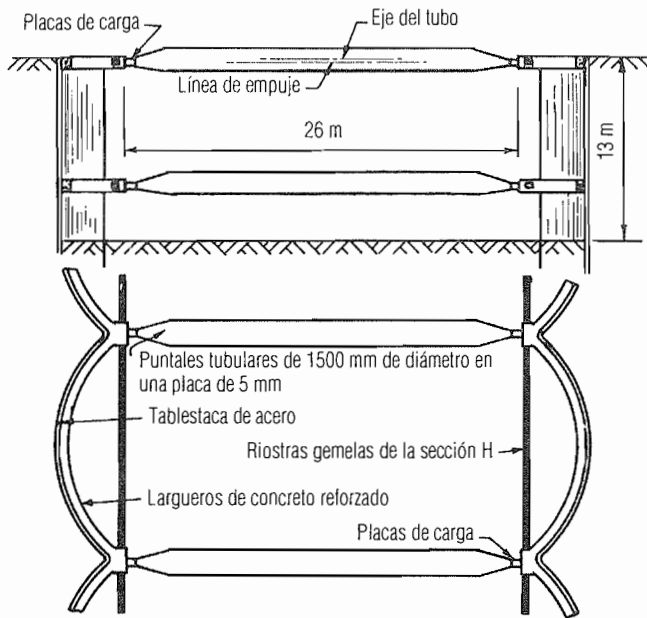


Figura 9.32. Soporte de las excavaciones para el túnel del río IJ, en Amsterdam.

26 m de ancho por 13 m de profundidad para el ala sur del túnel del río IJ en Amsterdam construido entre 1963 y 1964 (figura 9.32). En el plano, las tablestacas formaban una serie de arcos con longitudes de cuerda de 12 a 18 m. Cada arco estaba sostenido en masa por largueros en arco reforzado de concreto a dos niveles. Se colocaron secciones H de acero a lo largo de las cuerdas para resistir las fuerzas longitudinales. Los extremos de los largueros adyacentes formaron un bloque de empuje de concreto masivo fijado con placas de carga para recibir los extremos en forma de cono de los puntales de acero tubular de 1500 mm de diámetro.

Los tubos estaban contruidos con placas soldadas sin refuerzo interno. Fueron diseñados para resistir un empuje de 1000 kN.

Una característica interesante del diseño fue la colocación de los extremos cónicos en forma excéntrica al eje del tubo. El empuje excéntrico consiguió neutralizó los esfuerzos de torsión creados por la masa de cinco a seis toneladas del puntal y aseguró que la sección transversal completa estuviera más o menos igualmente esforzada en compresión.

Edmund Nuttall Ltd. utilizó unidades de apuntalamiento precoladas de largueros cortos con soporte central en las excavaciones con tablestacas para la realización del túnel Dartford-Purfleet^{9,10} (figura 9.33).

Se puede utilizar concreto colado in situ en lugar de refuerzo de madera junto con un soporte con pilotes soldado verticales de acero, como se describió en la sección 9.5.2. Este método fue utilizado para la construcción de una estación de tren subterráneo en Stuttgart.^{9,11} Se instalaron los pilotes soldados a distancias de 2.70 m en orificios preperforados. Las secciones de acero fueron cubiertas con una espuma plástica, y el espacio entre la parte trasera de la guía del pilote y el muro del orificio se rellenó con grava para facilitar la extracción de los pilotes al terminar las operaciones de construcción. Los pilotes fueron envueltos con tela de malla de acero y se ensamblaron barras de refuerzo de acero a cada 1.5 m de profundidad de la excavación. Después se coló en sitio el concreto detrás del moldaje en una elevación de 1.5 m de profundidad (figura 9.34).

La utilización de los suelos del basamento permanentes para apuntalar excavaciones anchas se describió en la sección 5.4.4. La figura 9.35 muestra un ejemplo más de este caso. En

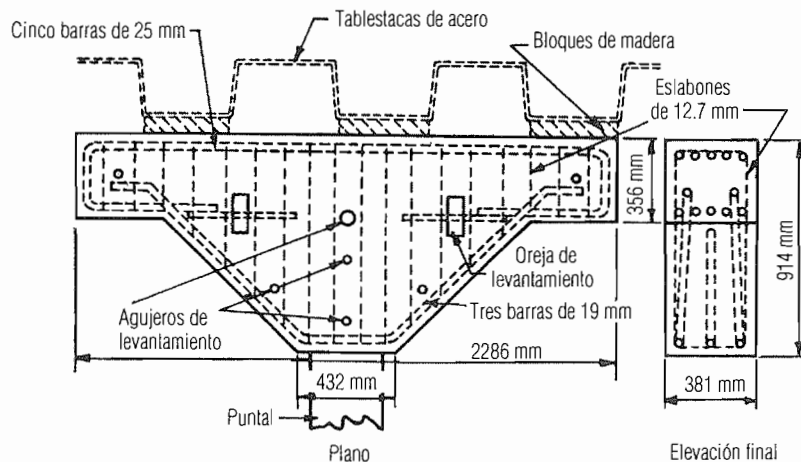


Figura 9.33. Unidades de largueros de concreto precolado usadas para el túnel Dartford-Purfleet.

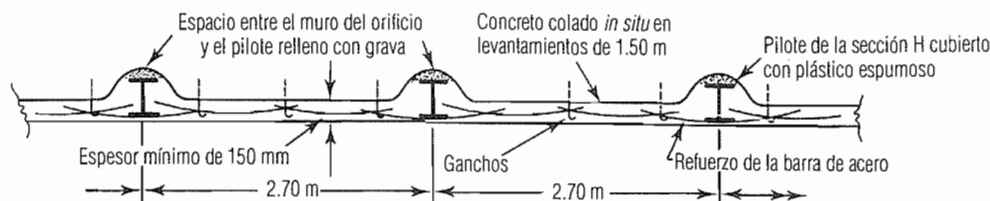


Figura 9.34. Concreto colado in situ usado como soporte al frente de la excavación de la estación ferroviaria subterránea, Stuttgart.

este lugar de Zürich^{9,12} se rodeó una excavación de 17 m de profundidad con un muro de diafragma de concreto colado en sitio sostenido a cinco niveles por medio de pisos permanentes de concreto reforzado. Cada piso intermedio fue colado en moldaje sostenido en el suelo en las cuatro etapas de la excavación. Se dejaron aberturas anchas para remover el suelo excavado y los pisos se sostuvieron en los pilotes tubulares de acero permanente, los cuales anclaron el basamento contra levantamiento.

6.9.6.2. Cálculo de presiones laterales en soportes de excavaciones

Excavaciones de hasta 6 m de profundidad

No es necesario ni realista calcular las presiones laterales en soportes de excavaciones de menos de 6 m, a menos que se deba tomar en cuenta la presión hidrostática. Las presiones laterales en profundidades pequeñas pueden ser altamente variables en cualquier tipo de suelo. Por ejemplo, una arcilla se contraerá por detrás del maderaje en clima seco, formando algunas veces un hueco ancho por el que podrían caer trozos de arcilla seca. La llegada de la temporada de lluvias ocasiona que la arcilla se dilate y, si el hueco ya se ha rellenado con trozos de arcilla, los esfuerzos de dilatación en el maderaje pueden ser bastante altos para ocasionar el rompimiento o pandeo de los puntales. En suelos rígidos o compactos pueden surgir esfuerzos más altos en los puntales y largueros por el hincado difícil de cuñas plegadizas en los extremos de los puntales que por la presión del suelo. Nuevamente, si se utiliza madera seca como soporte de una excavación en suelo con carga de agua, la filtración a través de las guías en los largueros y puntales, y los efectos de la caída de lluvia en los puntales, puede ocasionar grandes esfuerzos en el enmaderado por la dilatación de la madera seca. La expansión del suelo durante grandes heladas también puede ocasionar enormes cargas en el enmaderado.

Por lo tanto, el método usual para diseñar enmaderados por métodos prácticos es completamente justificable en excavaciones poco profundas. Los tamaños de tablas para dichos métodos se han utilizado durante siglos de experiencia y toman en cuenta el deseo de reutilizar la madera tantas veces como sea posible; el requisito de soportar esfuerzos ocasionados por la dilatación de madera seca y la necesidad de utilizar cuñas de hundimiento sujetas a los extremos de los puntales (o de usar gatos en los extremos de los puntales) para evitar el aflojamiento de los lados de la excavación tienen poca o nula relación con los esfuerzos que surgen de la presión del terreno. El lector se debe haber dado cuenta que los tamaños de las tablas de madera utilizados en las excavaciones poco profundas son más o menos los mismos en cualquier trabajo, no importa el tipo de suelo ni aun la profundidad de la excavación.

Si se utilizan puntales y largueros de acero, los esfuerzos pueden ser más representativos de la presión del terreno que con miembros de madera. Sin embargo, el procedimiento usual es el de utilizar los puntales para aplicar presión *hacia el suelo* utilizando cuñas o gatos en vez de permitir que la presión del terreno afecte los soportes. Las fuerzas del gato o las cuñas dependen del grado al que se desea esforzar el suelo para evitar el aflojamiento. Un ejemplo de las fuerzas requeridas para preesforzar el suelo para prevenir asentamiento es el de la excavación de 10 a 12 m de profundidad para el paso a desnivel del Hyde Park en Londres,^{9,13} el cual atraviesa a un metro de las cimentaciones del St George's Hospital (Hospital de St George). Como precaución contra el aflojamiento y el asentamiento, se instalaron los largueros de acero de 9 m de largo a tres niveles, teniendo cada larguero tres puntales (vigas I gemelas de 356 × 406 mm). Las cargas totales inducidas a cada marco de larguero fueron de 837 kN, 3198 kN y 4065 kN, respectivamente, para los tres niveles. Esto es, una carga total de 8700 kN para cerca de 100 m² de cara excavada. El asentamiento medido en el hospital fue de menos de 3 mm.

Las guías o estacas de avance usualmente tienen 38 mm de grosor, o 50 mm si se desea reusarlas varias veces. Pueden

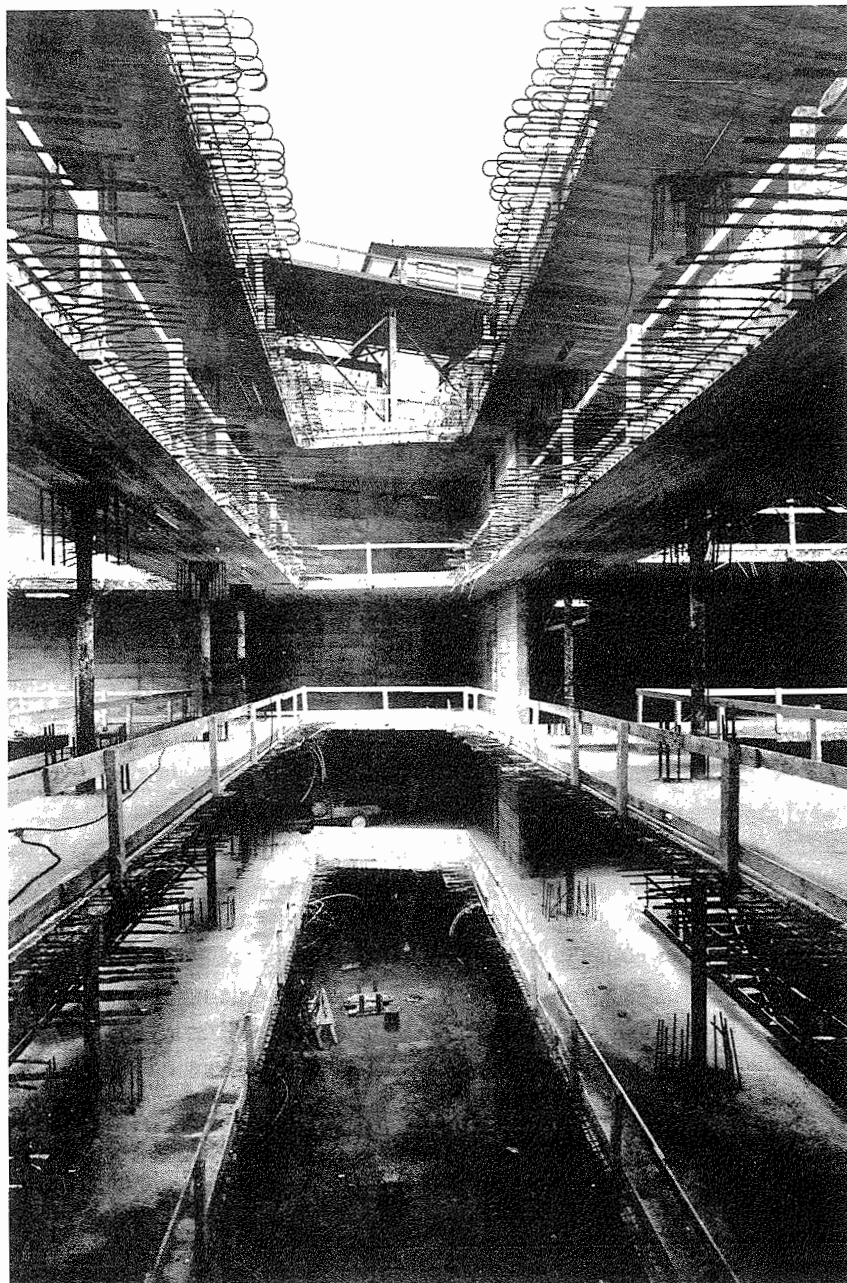


Figura 9.35. Suelos permanentes del sótano usados para el muro de diafragma apuntalado en una excavación profunda de 17 m en Zürich. (Note las grandes entradas.)

ser tan delgadas como 20 mm, pero la madera de este ancho no puede soportar el hincado repetido y tiende a romperse y desintegrarse tras un manejo rudo. El grosor de las guías y las estacas de avance también depende en cierto grado del espaciamiento de los largueros. Las tablas de 38 a 50 mm de grosor son adecuadas para largueros a no más de 1.2 m centro a centro. Para espaciamientos más anchos, de hasta 2.4 m, sería necesario utilizar placas de 75 a 100 mm. Los largueros para zanjas o pozos de hasta 1.5 m de profundidad necesitan

no ser mayores a los 225×75 mm. Este tamaño también se puede utilizar para excavaciones más profundas; por ejemplo, de 6 a 10 m, siempre y cuando no estén espaciadas a más de 1 m con puntales a centros de 1.5 a 2 m.

Las excavaciones profundas con un espaciamiento amplio de largueros y puntales requieren elementos más pesados que las tablas de madera de 225×75 mm. Para largueros a centros de 1 a 1.2 m, se utiliza madera de 250×100 mm; para espaciamientos amplios de hasta 2 m, es posi-

ble utilizar largueros de 300×150 mm en suelo bueno. El suelo flojo o dilatante requerirá largueros de 300×300 mm para espaciamientos a centros de 2 m. Las tablas de madera de más de 300×300 mm son poco usuales en trabajos de excavación, ya que es difícil obtener tamaños más grandes, aunque ocasionalmente se utilizan maderos de 350×350 mm donde se deben sostener cargas pesadas; el procedimiento usual es colocar tablas de 300×300 mm en pares, clavados o atornillados uno al otro.

Los tamaños de puntales para excavaciones a una profundidad de cerca de 6 m son nuevamente nominales y se calculan con los procedimientos de métodos prácticos. Una regla que se aplica a puntales cuadrados para excavaciones de 1.2 a 3 m de ancho es

$$\text{Grosor del puntal (mm)} = 80 \times \text{ancho de la zanja (m)}.$$

(9.2)

Es una práctica conveniente, aunque no siempre se lleva a cabo, utilizar puntales de la misma profundidad que los largueros, y muchas veces de las mismas dimensiones, para evitar demasiados tamaños de tablas de madera en el mismo trabajo. De esta forma, se utilizan puntales de 225×75 mm con largueros de 225×75 mm, puntales de 300×150 mm con largueros de 300×150 mm, y así sucesivamente. Los espaciamientos de los puntales están regidos por las longitudes de los largueros. De esta forma, los largueros de 225×75 mm comúnmente se presentan en longitudes de entre 3600 y 4800 mm. Tres puntales es un número conveniente para un par de largueros de 3600 mm, dando un espaciamiento de 3400 mm para los tres puntales, con el par de extremos colindantes de largueros en centros como de 200 mm. Tablas más pesadas, por ejemplo de 300×150 mm, de 225×225 mm y de 300×300 mm, se pueden obtener de hasta 6.3 m de longitud, o aún más largos en pedido especial. Sin embargo, muchas veces es conveniente trabajar con longitudes menores por la dificultad de enroscar largueros largos para trabajo más bajos a través de marcos previamente colocados. Además, se prefieren largueros más cortos por la conveniencia de golpear los tablores antes de rellenar la parte trasera de excavaciones profundas, cuando los marcos inferiores deben ser golpeados primero y enroscados a través de los marcos superiores con la obstrucción añadida de la estructura completa de la cimentación dentro de la excavación.

Excavaciones de más de 6 m de profundidad

Se puede ahorrar en el material calculando las presiones de suelo en excavaciones de más de 6 m. No es necesario hacer esto en todos los casos. La gran experiencia con la madera en condiciones de suelo conocidas es muchas veces una guía mejor que los cálculos basados en el análisis de mecánica de suelos, pero cuando se tienen que llevar a cabo excavaciones profundas en que el ingeniero no tiene experiencia previa que lo pueda guiar, o cuando se emplea un sistema de soporte de suelo diferente al usualmente adoptado en la localidad, sería recomendable calcular las presiones del terreno basándose en la información proporcionada por las perforaciones y pruebas de laboratorio en muestras de suelo. Los cálculos de presión del terreno también hacen posible un espaciamiento económico de los largueros y puntales y permite en el desarrollo de la fuerza flexionante completa de los diversos componentes, incluyendo los elementos laminados.

El método de cálculo de la presión del terreno en uso general para soportes de excavaciones fue desarrollado por Terzaghi basándose en sus observaciones de cargas reales en excavaciones a escala total de arena en Berlín (Spilker, 1937)^{9.14} y en arcilla blanda en Chicago (Peck, 1943).^{9.15} El procedimiento empírico de diseño de Terzaghi y Peck está descrito en *Soil Mechanics in Engineering Practice* (Mecánica de suelos en la práctica de ingeniería).^{9.16} La figura 9.36 muestra sus reglas para calcular la distribución de presión para obtener las cargas máximas de puntales en arenas y arcilla.

Es importante reconocer la diferencia entre la distribución de presión en un muro de contención y en una excavación apuntalada. Un muro de contención actúa como unidad estructural y falla como unidad, mientras que una excavación apuntalada tiene cierta flexibilidad, y las concentraciones locales de presiones del terreno pueden causar grandes cargas en los miembros individuales de apuntalamiento. Si un puntal falla, inmediatamente enviará cargas incrementadas a los miembros adyacentes, iniciando así un colapso general del sistema. De aquí que la distribución trapezoidal de Terzaghi y Peck tiene la intención de ser una envolvente que cubre las cargas máximas en los puntales que tienden a ocurrir en cualquier nivel, más que representar las cargas promedio de los puntales.

Los estudios sobre presión del terreno en arcilla blanda de Shellhaven que realizaron Skempton y Ward^{9.17} ilustraron los efectos de las cargas en puntales de hundimiento de pilotes dentro de arcilla blanda. El hundimiento de pilotes redujo la

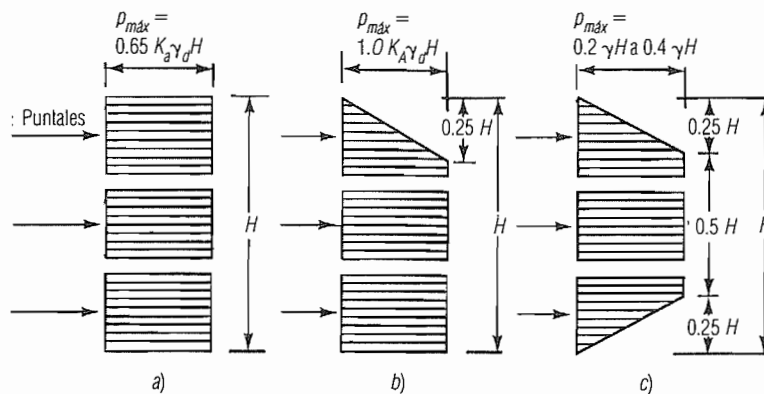


Figura 9.36. Reglas de Terzaghi y Peck para la distribución de la presión en excavaciones apuntaladas.
a) Arenas. b) Arcillas de suaves a firmes. c) Arcillas fisuradas rígidas.

resistencia al cortante de la arcilla sensible, ocasionando un incremento del 60 % en las cargas de los puntales en el marco inferior. Los efectos del hielo en arcilla rígida noruega sobre las cargas de puntales fueron medidos por Di Biagio y Bjerrum.^{9.18} Éstos ocasionaron un incremento de plegado de cinco veces la carga en puntales de una excavación de 4 m de profundidad, acompañado del pandeo de largueros y puntales, requiriendo la instalación de marcos de apuntalamiento de madera adicionales. El deshielo posterior estuvo acompañado de una gran reducción en las cargas de puntales. Los dos marcos superiores mostraron una reducción marcada en la carga sobre el periodo de invierno, probablemente por la expansión de la superficie del suelo adyacente a la zanja.

Cálculo de la presión del terreno en excavaciones apuntaladas en suelos no cohesivos

La envolvente empírica de la distribución de presión en arenas se muestra en la figura 9.36a. La intensidad máxima de presión se obtiene con

$$p_{m\acute{a}x} = 0.65 K_a \gamma_d H \quad (9.3)$$

donde

$$K_a = \text{coeficiente de presión de tierra} = \frac{P_a}{\gamma_d (H^2/2)}$$

P_a = presión total calculada para un muro de contención con fricción de muro nula,

γ_d = densidad volumétrica del suelo,

H = profundidad de la excavación.

El valor de K_a varía con el ángulo de resistencia cortante del suelo y los valores están dados en la tabla 5.1. Los valores típicos para la densidad volumétrica de diversos materiales se pueden encontrar en el Apéndice A.

Se debe enfatizar que las reglas empíricas para el cálculo de presiones del terreno se basan en suelos *secos* o *drenados*. La presión hidrostática no puede ser redistribuida y se debe considerar por completo en la distribución triangular normal asociada con la presión hidrostática. Los métodos de cálculo en dichos casos se describen en la sección 10.2.

Cálculo de la presión del terreno en excavaciones apuntaladas en suelos cohesivos de blandos a firmes

La envolvente trapezoidal de presión del terreno en excavaciones apuntaladas en suelos cohesivos se muestra en la figura 9.36b. La intensidad máxima de presión se obtiene con la fórmula

$$P_{m\acute{a}x} = 1.0 K_a \gamma H \quad (9.4)$$

donde

$$K_a = 1 - m 4 \bar{c} / \gamma H$$

γ = densidad del suelo,

H = profundidad del corte,

$\bar{c}$ = cohesión promedio de la arcilla,

m = un coeficiente.

Esta distribución de presión la derivó empíricamente Peck para arcillas de blandas a medias, y Terzaghi y Peck estable-

cieron que, al adoptar valores de cohesión de la arcilla en pruebas de campo y de laboratorio, se debe tomar la resistencia al cortante *promedio menor* de cualquiera de las perforaciones. En el caso de arcillas blandas sensitivas, se debe dejar una tolerancia para pérdida cortante ocasionada por el remodelamiento o la alteración de dichos suelos. Se debe tomar al coeficiente m como unidad para la mayoría de las arcillas de blandas a firmes, aunque las observaciones en arcillas blandas en Oslo indicaron un valor de 0.4 donde $\gamma H/c$ fue mayor a cuatro.

Cálculo de presión del terreno en excavaciones apuntaladas en arcilla rígida fisurada

La distribución de presión de Terzaghi y Peck se muestra en la figura 9.36c. La presión máxima se obtiene con

$$P_{m\acute{a}x} = 0.2 \gamma H \text{ a } 0.4 \gamma H. \quad (9.5)$$

El rango más bajo es aplicable a excavaciones que permanecen abiertas sólo durante un corto periodo.

Las mediciones en una zanja de 4 m de profundidad en Oslo, realizadas por Di Biagio y Bjerrum^{9,18} antes de que llegaran las heladas de invierno, mostraron cargas de hasta 20 kN por puntal, con espaciamientos verticales de puntales de 0.66 y 1 m horizontalmente correspondiente a presiones del terreno de hasta 75 kN/m². Las mediciones realizadas con base en la carga requerida para producir un cierto grado de depresión de los puntales hacia los largueros indicaron presiones del terreno del orden de 100 kN/m² en una excavación de 18 m de profundidad en arcilla London rígida en Isleworth.^{9,19} La parte más profunda de la excavación en arcilla London estaba sostenida con largueros de 300 × 300 mm a centros de 1.5 m con puntales de 300 × 300 mm a centros de 2.4 m. Las mediciones de depresión sugirieron cargas en puntales del orden de 350 a 400 kN.

Una revaluación del trabajo de Oslo observado por Bjerrum y Kirkedam^{9,20} da una explicación de las medidas de las cargas de puntal y un método de cálculo de presiones del terreno basado en un análisis de esfuerzos efectivos, utilizando valores de c' y ϕ' obtenidos mediante pruebas de compresión triaxial drenada. Sus análisis introducen el concepto de incremento de la presión del terreno al aumentar el tiempo, como resultado de un reblandecimiento progresivo a lo largo de los planos de las fisuras. De esta forma, las mediciones de

Di Biagio y Bjerrum en Oslo mostraron el siguiente incremento en la presión con el tiempo.

<i>Fecha</i>	<i>Presión promedio (kN/m²)</i>
20- 9-55	25
7-10-55	35
21-10-55	45
27-10-55	45
15-11-55	75

Las mediciones anteriores sugieren una abertura inmediata de las fisuras durante la excavación, pero inicialmente la resistencia al resbalamiento de la cuña, mostrada en la figura 9.37, se obtiene con la cohesión completa de la arcilla. El reblandecimiento progresivo a lo largo de los planos de fisura incrementa la presión desde la cuña que se resbala hasta que, con el tiempo (dos meses en el caso Oslo), la cohesión se reduce a cero y la presión del terreno se puede determinar mediante un análisis de esfuerzos efectivos utilizando $c' = 0$ y ϕ' a un valor dado por medio de la prueba triaxial drenada.

Se necesita realizar más trabajos antes de poder utilizar las investigaciones noruegas para cálculos prácticos de la presión del terreno en excavaciones apuntaladas en arcillas rígidas. Mientras tanto, el autor sólo puede recomendar los procedimientos de la regla de "métodos simples" o empíricos basados en la práctica dentro de la localidad en particular.

Presión de agua en excavaciones con tablestacas sobre arcilla

No porque las perforaciones no muestren agua en un suelo arcilloso se debe considerar que no se creará presión hidrostática en la parte exterior de una excavación con tablestacas en

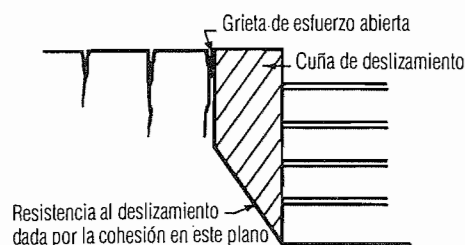


Figura 9.37. Presión en el enmaderado en arcilla rígida (tomado de Bjerrum y Kirkedam^{9,20}).

arcilla. Por ejemplo, si las tablestacas se hunden completamente a través del estrato de arcilla hacia una capa de arena con carga de agua, el agua puede subir a través del hueco que siempre tiende a existir entre las tablestacas y la arcilla en la región de contacto. La presión de agua en este hueco puede forzar a la arcilla hacia atrás lo suficiente como para crear presión de agua sobre una amplia área de la tablestaca en la presión subterrestre dentro del estrato de arena (figura 9.38a). Otra posible fuente de agua que desarrolla presión es la filtración por detrás de las tablestacas desde una superficie de agua estancada (figura 9.38b). Una ruta para dicha filtración es el gran orificio formado por el hincado rápido en tablestacas largas durante su hundimiento o por la contracción de la arcilla hacia afuera de las tablestacas en clima seco. Esta entrada de agua se puede evitar manteniendo la arcilla bien apisonada contra la parte trasera de las tablestacas. Algunas arcillas fisuradas rígidas contienen agua bajo presión en fisuras o bolsas aleatoriamente. Si las tablestacas se topan con dichas fisuras, forman una ruta para que el agua encuentre camino hacia la parte trasera de las tablestacas. Esta posibilidad de desarrollo de presión hidrostática en arcillas no surge en excavaciones sostenidas por *tablas* de madera donde los huecos entre las tablas permitirían que el agua escurriera, evitando la creación de presión.

Por último, en relación con los métodos de soporte de excavaciones por medio de tablestacas o maderaje, el autor enfatiza la necesidad de tener precisión al colocar los tablo- nes. Se deben colocar las estacas de avance o las guías en forma completamente vertical, o a una inclinación específica; los largueros se deben poner en forma horizontal utilizando un nivel de burbuja y los puntales estar completamente horizontales en ángulos rectos con los largueros, y también en forma vertical uno de otro. Esta necesidad de precisión no es

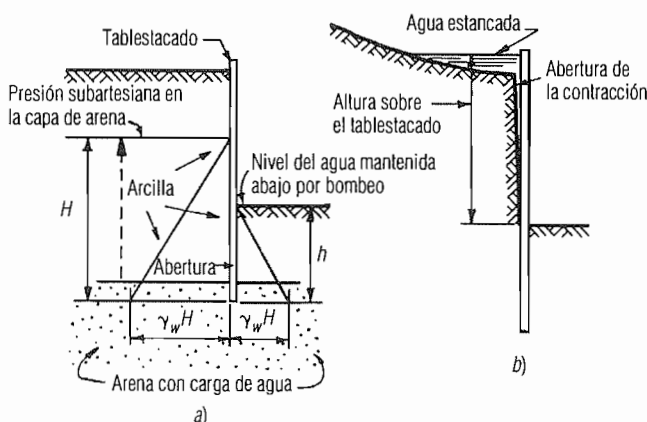


Figura 9.38. Desarrollo de la presión hidrostática en el tablestacado.

sólo un capricho de la vieja escuela de especialistas en made- ra, sino que juega una parte vital en la detección temprana de movimientos de tierra peligrosos. Por lo tanto, si los largueros presentan pandeamiento, o los puntales se comban en un lugar en particular, el movimiento puede ser fácilmente obser- vado si los puntales y los largueros han sido colocados en pla- nos completamente verticales en principio. Cualquier tenden- cia a movimientos de tierra del cuerpo, como resultado del desplazamiento de un lado de la excavación en relación con el otro, también se podrá observar si los marcos de apuntala- miento muestran señales de deformación transversal.

9.7. ESTABILIDAD GENERAL DE EXCAVACIONES APUNTALADAS

En todo tipo de suelo, excepto roca masiva, tendrá lugar cierto aflojamiento hacia adentro de los lados en una excava- ción apuntalada, no importando el cuidado que se haya tenido al colocar el maderaje. Este aflojamiento está acompañado del asentamiento de la superficie del terreno cerca de la excava- ción. La magnitud de aflojamiento, así como su consecuente asentamiento, depende del tipo de suelo y del cuidado tenido al sostener las caras de corte. En limos y arcillas blandas existe el riesgo adicional de levantamiento del fondo de la excava- ción, acompañada de un asentamiento mayor de la superficie del terreno, como lo muestra la figura 9.39.

Bjerrum y Eide^{9.21} han estudiado la mecánica del levanta- miento del fondo. Estos autores derivaron la siguiente fórmula para la profundidad crítica de una excavación:

$$\text{Profundidad crítica, } D_c = N_c s / \gamma \quad (9.6)$$

Factor de seguridad contra dilatación del fondo,

$$F = \frac{N_c \times s}{\gamma D + P} \quad (9.7)$$

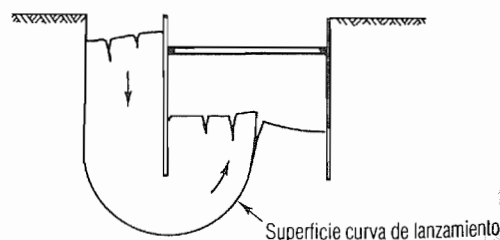


Figura 9.39. Levantamiento de la base en una excavación apuntalada en arcilla suave.

donde

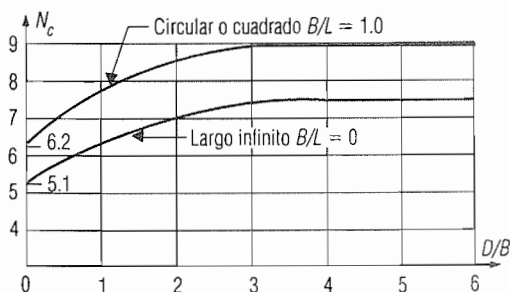
- N_c = coeficiente dependiente de las dimensiones de la excavación,
- s = fuerza cortante sin drenar del suelo en una zona inmediata, alrededor del fondo de la excavación,
- γ = densidad del suelo,
- D = profundidad de la excavación,
- P = sobrecarga de la superficie.

Los valores de N_c , dados por Bjerrum y Eide, se muestran en la figura 9.40.

Cuando se utilizan pruebas de veleta para obtener la resistencia al cortante sin drenar de una arcilla blanda o firme normalmente consolidada, se deben corregir las fuerzas cortantes de las veletas con los factores mostrados en la figura 2.17.

Ward²² analizó cuatro casos de aflojamiento hacia adentro y levantamiento del fondo de excavaciones con tablestacas sobre arcilla blanda sensible en Tilbury, Essex. En estos casos, las partes superiores de las tablestacas se vinieron hacia adentro o, si se fijaba un marco en la parte superior a tiempo para detener este movimiento, el fondo se levantaba y se desplazaba el marco superior. La figura 9.41 muestra un caso típico de una excavación de 4.6 m de profundidad. Las tablestacas en un lado se movieron hacia afuera del marco superior de madera y sobresalieron *por encima* de su nivel original. Se formó un hueco entre la arcilla y la parte trasera de las tablestacas (que permanecieron en su lugar), y el fondo se levantó. Ward concluyó, a partir de esta investigación, que en un depósito profundo de arcilla normalmente consolidada, la parte superior del marco de puntales se debe colocar a lo largo de una ataguía provisional antes de que la profundidad de la excavación alcance un valor dado por $D_c = 4s/\gamma$.

Ward también estableció el punto importante de que, tanto el



$$N_c \text{ rectangular} = (0.84 + 0.16 B/L) N_c \text{ cuadrado}$$

Figura 9.40. Profundidad crítica de las excavaciones en arcilla (tomado de Bjerrum y Eide²¹).

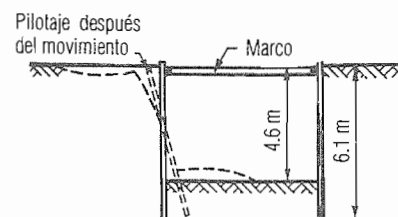


Figura 9.41. Movimiento de las excavaciones tablestacadas en Tilbury Power Station (tomado de Ward²²).

aflojamiento hacia adentro como el levantamiento del fondo, parecían tener poca relación con la longitud de las tablestacas y de los materiales en que las tablestacas fueron hundidas. En uno de sus casos, donde ocurrieron levantamiento y aflojamiento a una profundidad de excavación de sólo 1.8 a 2.1 m, las tablestacas eran de más de 21 m de largo y se hundieron en grava arenosa o tiza. El tipo de aflojamiento hacia adentro, descrito por Ward, es una forma de falla por cortante del suelo y no se debe confundir con el aflojamiento a pequeña escala resultante de la dilatación del suelo. Bjerrum y Eide establecieron que

la experiencia aún no puede indicar exactamente en cuánto se reduce el peligro de falla en la base, si se hunden las tablestacas bajo el fondo de una excavación. El efecto estabilizador de las tablestacas parece ser, sin embargo, pequeño para los casos en los que la resistencia al cortante de la arcilla no se incrementa con la profundidad.

La falla en la base de bordos provisionales o excavaciones profundas ocasionada por "tubificación" o "ebullición" del agua subterránea y del agua bajo presión artésiana debajo de la excavación se describe en la sección 10.2.4.

9.8. AFLOJAMIENTO O RENDIMIENTO HACIA ADENTRO Y ASENTAMIENTO DEL TERRENO ALREDEDOR DE EXCAVACIONES

Los problemas de aflojamiento hacia adentro o rendimiento de los lados sostenidos de excavaciones apuntaladas o ancladas, así como el asentamiento de la superficie del terreno que lo acompaña se mencionaron en las páginas anteriores de este capítulo y también en el 5. Este tema fue ampliamente revisado por Peck^{9,23} y por Clough y Davidson,^{9,24} quienes establecieron que el grado de aflojamiento o rendimiento para cualquier profundidad dada de excavación es

Tabla 9.2. Observaciones de la máxima deflexión interna de los lados verticales de excavaciones profundas.

<i>Localización</i>	<i>Método de soporte</i>	<i>Profundidad de la excavación (m)</i>	<i>Máxima deflexión interna (mm)</i>	<i>Profundidad de la deflexión $\times 100$</i>	<i>Tipo de suelo</i>	<i>Referencia</i>
Chicago	Tablestacado, apuntalado	11.4	58	0.51	Arcilla suave	9.15
Oslo, Tren subterráneo de Vaterland	Tablestacado, apuntalado	9	23	0.25	Arcilla suave	9.26
San Francisco	Tablestacado, apuntalado	15	21	0.14	9 m de relleno sobre arcilla suave	9.24
Sudáfrica	Muro de diafragma, anclado	14.7	76	0.52	Arcilla fisurada firme	5.9
Sudáfrica	Muro de diafragma, anclado	14.7	38	0.26	Arcilla fisurada firme	
Sudáfrica	Muro de diafragma, anclado	22.9	38	0.16	Arcilla fisurada firme	
Sudáfrica	Muro de diafragma, anclado	14.7	19	0.13	Arcilla muy rígida fisurada	
Sudáfrica	Muro de diafragma, anclado	18.3	25	0.14	Roca débil	
Buffalo, N.Y.	Forro de lámina de madera atado atrás	6.4	10	0.16	5.4 m de arena suelta sobre grava y arena densa	
Buffalo, N.Y.	Forro de lámina de madera atado atrás	11.2	53	0.47	5.4 m de arena suelta sobre grava y arena densa	
Bloomsbury, Londres	Muro de diafragma, apuntalado	16	12	0.07	Grava sobre arcilla London	5.9
Westminster Palace Yard	Muro de diafragma, apuntalado	12	20	0.17	Grava sobre arcilla London	9.29
Zurich	Muro de diafragma, apuntalado	20	36	0.18	Depósitos del lago y morena glacial	9.12
Nueva York, World Trade Centre	Muro de diafragma, anclado	17.7	66	0.37	Arena	5.9
Londres, Guildhall	Muro de diafragma, anclado	9.7	10	0.10	Grava sobre arcilla rígida	5.9
Londres, Bloomsbury	Muro de diafragma, anclado	10	4	0.04	Grava sobre arcilla rígida	
Londres, Victoria St.	Muro de diafragma, anclado	8	3	0.04	Grava sobre arcilla rígida	
Londres, Vauxhall	Muro de diafragma, anclado	14.5	22	0.15	Grava sobre arcilla rígida	
Londres, Neasden	Muro de diafragma, anclado	8	50	0.62	Arcilla rígida London	9.27

una función de las características del suelo sostenido y no de la rigidez de los soportes. Los miembros estructurales de acero, aun de sección pesada, no son lo suficientemente rígidos para reducir el aflojamiento o rendimiento en una proporción considerable. El aflojamiento también tiene lugar con muros diafragma de concreto colado en sitio, que puede ser del mismo orden que los experimentados con muros de tablestacas. Es posible estimar los movimientos verticales y horizontales del terreno bajo la base y más allá de los lados de una excavación utilizando el análisis de elemento finito que se describe en la sección 9.9. Sin embargo, para muchos casos prácticos es satisfactorio valorar el grado de movimiento con referencia en casos históricos. Algunas observaciones publicadas de los movimientos de soportes apuntalados o anclados para excavaciones profundas se resumen en la tabla 9.2. Se observará que las deflexiones más grandes ocurrieron en arcillas, y las más pequeñas en gravas que se encontraban sobre arcillas rígidas.

Los asentamientos de la superficie del terreno asociados con el aflojamiento o rendimiento hacia adentro, son aproximadamente iguales, o pueden ser algo mayores al movimiento horizontal máximo en arcillas blandas. Las observaciones en arcillas rígidas sugieren un asentamiento máximo de entre el 33 y el 100 % de la deflexión máxima hacia adentro. En el caso de muros anclados, el asentamiento de la superficie del terreno está inducido por la componente vertical del esfuerzo provocado por las anclas inclinadas.

Cuando las tablestacas o muros de diafragma están sostenidos por una berma de tierra seguida por la instalación de puntales inclinados a uno o más niveles (figura 9.23), el aflojamiento hacia adentro y el asentamiento de la superficie del terreno circundante puede ser de un orden mayor al observado para muros apuntalados o anclados. Algunos movimientos observados se resumen en la tabla 9.3. Los análisis de elemento finito de Clough y Danby²⁵ mostraron que el grado de asentamientos de la superficie del terreno estaba

Tabla 9.3. Observaciones de la máxima deflexión interna de los muros de tablestacas soportados por bermas en arcilla.

Localización	Declive de la berma (horizontal : vertical)	Profundidad de la excavación (m)	Máxima deflexión interna (mm)	Profundidad de la deflexión $\times 100$	Tipo de suelo	Referencia
Chicago	2:1	7	64	0.91	2-3 m de relleno luego arcilla suave	9.24
Chicago	2:1	10	100	1.00	2-3 m de relleno, luego arcilla suave	
St. Louis	2.2:1	9	45	0.50	3 m de relleno, luego arcilla firme	
San Francisco	3:1	14	200	1.43	4 m de relleno, luego arcilla suave	
San Francisco	1.5:1	8	330	4.12	5 m de relleno, luego arcilla suave	
San Francisco	1.5:1	11	100	0.91	5 m de relleno, luego arcilla suave	
San Francisco	4:1	14	25	0.18	5 m de relleno, 7 m de arcilla suave, luego arena densa	9.28
Norte de Londres	1:1/2	11.5	25	0.22	Arcilla rígida	
Londres, Moorgate	1:1	18	57	0.32	Arcilla rígida	

relacionado con la fuerza cortante sin drenar de la arcilla. Ellos trazaron el asentamiento máximo del terreno como un porcentaje de la profundidad de excavación contra un número de estabilidad dado por

$$N = \gamma H / c_{ub}, \quad (9.8)$$

donde

γ = peso específico del suelo,
 H = profundidad de la excavación,
 c_{ub} = fuerza cortante sin drenar del suelo en la base de la excavación.

En la figura 9.42 se podrá observar que el allanamiento de la berma de tierra tuvo poco efecto al reducir el porcentaje de asentamiento. Las observaciones del asentamiento estuvieron muy cercanas a las curvas de Clough y Danby.

Se debe notar que el asentamiento se extiende más allá del perímetro de la excavación sobre una distancia de tres a cuatro veces su profundidad. Por sus observaciones en Chicago, Peck^{9,15} estableció curvas en relación con el porcentaje de asentamiento con la distancia desde la excavación en arcillas

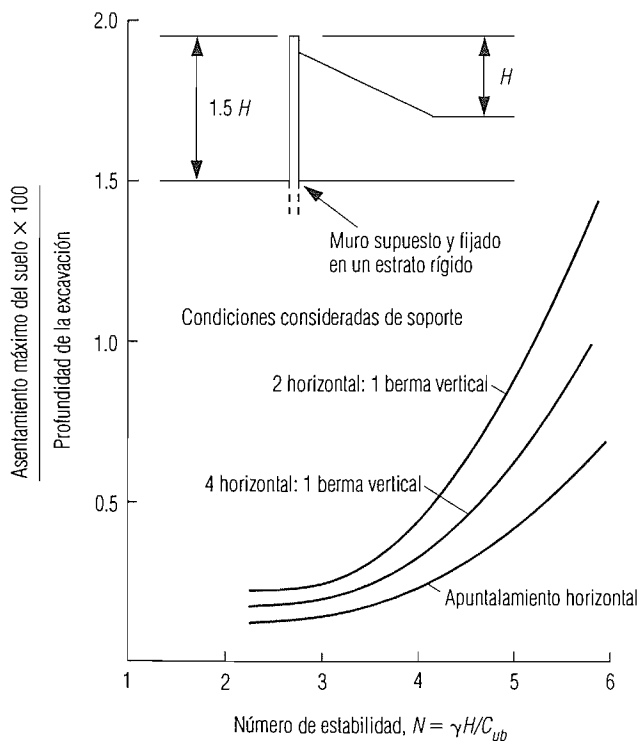


Figura 9.42. Asentamiento de la superficie del terreno adyacente a las excavaciones soportadas por bermas (tomado de Clough y Danby^{9,25}).

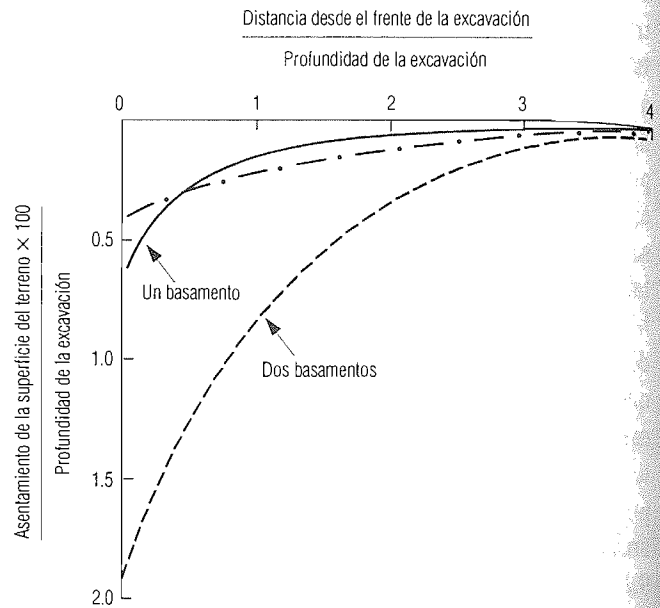


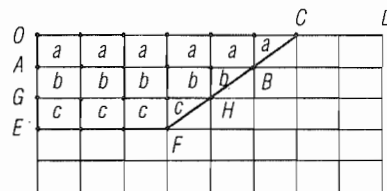
Figura 9.43. Asentamiento de la superficie del terreno adyacente a las excavaciones ancladas y apuntaladas en arcilla. —, Curvas de Peck para muros apuntalados de tablestacas en arcilla suave, Chicago;^{9,15} ---, Muros de diafragma apuntalados en arcilla rígida, Neasden;^{9,27} - - - , muro de diafragma apuntalado en grava sobre arcilla rígida, Westminster.^{9,29}

de blandas a firmes. Estas curvas se muestran en la figura 9.43. También se trazaron en las curvas los asentamientos observados en grava sobre arcilla London en Westminster^{9,29} y en arcilla en Neasden.^{9,27}

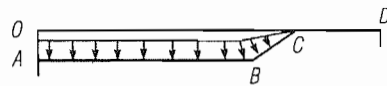
Algunas veces se encontrará que el asentamiento máximo ocurre algunos metros atrás del frente de la excavación, en lugar de la cara de corte, como lo sugiere la figura 9.43. Esto se debe al soporte en fricción superficial dado al suelo inmediatamente detrás de la estructura de contención, y también a la liberación de presión de sobrecarga (*overburden*) en la base de la excavación, la cual ocasiona el levantamiento del suelo a ese nivel.

9.9. UTILIZACIÓN DE LAS TÉCNICAS DE ELEMENTO FINITO PARA PREDECIR LAS DEFORMACIONES ALREDEDOR DE EXCAVACIONES PROFUNDAS

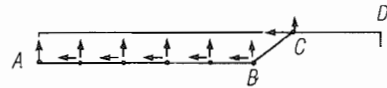
La predicción de movimientos del terreno que tienden a ocurrir como consecuencia de una excavación profunda puede ser cuestión de importancia fundamental, particularmente en casos en que las estructuras existentes, potencialmente sensibles a dichos movimientos se encuentran cerca. El método de elemento finito proporciona uno de los pocos



Requerido para representar la excavación en el análisis de la superficie del nivel OC bajo la superficie ABC



Tensiones evaluadas en el límite de la excavación en los bordes bajos de los elementos *a*



- (i) Convierta estas tensiones a las fuerzas equivalentes del punto nodal
- (ii) Reducir la rigidez de los elementos hasta un valor insignificante
- (iii) Aplicar las fuerzas del punto nodal en sentido opuesto y analizar el sistema para dar cambios de la tensión y del desplazamiento en los elementos de interiores A B C D

Figura 9.44. Simulación de una excavación en el análisis del elemento finito.

medios de predicción con un grado razonable de precisión sobre el comportamiento de excavaciones profundas tanto en corte abierto como en casos en que el soporte se proporciona con muros de diafragma, tablestacas, etcétera.

La sección 3.5 (de referencia bibliográfica 11.2), describe dos formas en que la excavación se puede representar en un análisis de elemento finito bidimensional. La más fácil de entender se ilustra en la figura 9.44. Para excavación a la superficie ABCD, la secuencia es la siguiente.

i) Evaluar los esfuerzos σ_x , σ_y , τ_{xy} que existen dentro de elementos, *a*, en el límite ABC. Convertir estos esfuerzos a cargas de puntales nodales equivalentes P_x , P_y .

ii) Reducir la rigidez de elementos, *a*, a un valor insignificante. Esto es, para asegurar que estos elementos no ofrecerán resistencia a ningún movimiento de los elementos remanentes.

iii) Aplicar las cargas puntuales P_x , P_y en el sentido opuesto y analizar el sistema para obtener los incrementos en desplazamiento y esfuerzos en los elementos bajo ABCD.

iv) Agregar los desplazamientos y esfuerzos incrementales a los previamente existentes en los elementos bajo ABCD para obtener los valores netos después de la excavación.

Suponiendo que se requiera modelar la excavación a un perfil más profundo de EFC. Si el suelo se debe considerar con un comportamiento de manera lineal elástica, y si no ocurren cambios en las condiciones de frontera durante el curso de la excavación, entonces el análisis se puede completar en una

etapa sustituyendo la frontera EFC y a todos los elementos sobre él para ABC y los elementos, *a*, en los pasos *i* a *iv* anteriores. Sin embargo, si se va a modelar el comportamiento esfuerzo-deformación no lineales del suelo, entonces el análisis incluye la siguiente secuencia de incrementos:

1. Realizar la secuencia *i* a *iv* para elementos, *a*, y superficie ABC.
2. De los resultados de 1 definir nuevos valores de rigidez para los elementos bajo ABCD.
3. Al utilizar estos nuevos valores de rigidez, repetir de *i* a *iv* para los elementos, *b*, y la superficie GBC.
4. De los resultados de 3 definir nuevos valores de rigidez en los elementos bajo GHCD.
5. Al utilizar estos nuevos valores de rigidez repetir de *i* a *iv* para elementos, *c*, y superficie EFC.

El análisis también debe ser incremental si el suelo está modelado como elástico lineal, pero las condiciones de frontera cambian durante el curso de la excavación; por ejemplo, si se agregan o remueven puntales temporales al alcanzar diversos niveles de la excavación.

La figura 9.45a muestra la malla de elemento finito utilizada por Chang y Duncan^{9,30} en el análisis de una excavación de corte abierto de 49 m de profundidad para una estación de bombeo cerca de Bakersfield, California. El comportamiento de esfuerzo-deformación no lineales de los suelos fue tolerable y la excavación se modeló en incrementos. La figura 9.45b muestra valores de levantamiento del terreno, o rebote, medi-

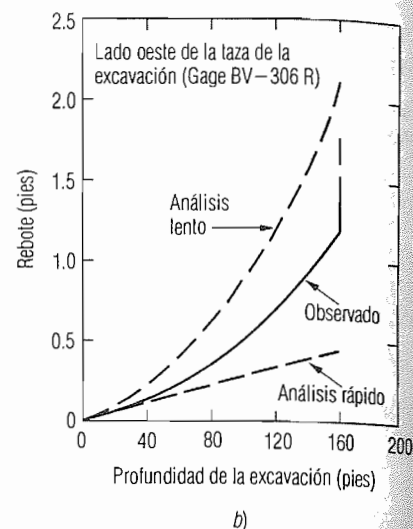
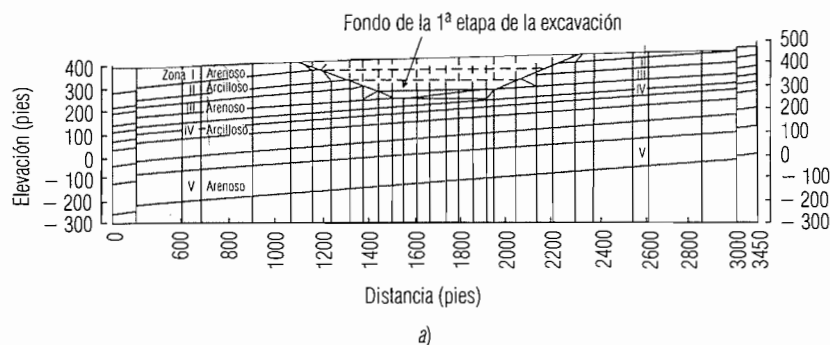


Figura 9.45. Análisis del elemento finito de una excavación profunda y abierta para una estación de bombeo (tomado de Chang y Duncan^{9,30}): a) Malla del elemento finito. b) Variación de los recorridos observados y calculados con la profundidad de la excavación.

dos en uno de un número de calibradores colocados en el subsuelo. También están trazados los resultados de los análisis de elemento finito: los términos “análisis rápido” y “análisis lento” se relacionan respectivamente con las propiedades del suelo no drenado y completamente drenado.

Un segundo ejemplo del modelaje de excavación por medio del método de elemento finito se muestra en la figura 9.46. En ella, Burland y Hancock^{9,29} reportan los movimientos medidos y predichos de muros de diafragma alrededor de una excavación para el estacionamiento subterráneo en la Casa de los Comunes, en Londres. A pesar de que el suelo era con-

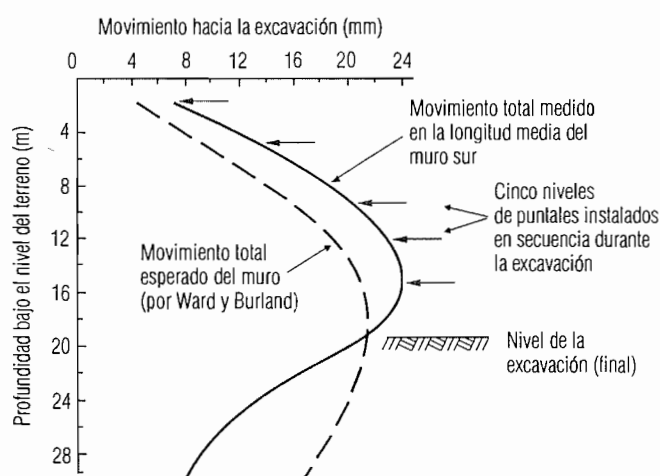


Figura 9.46. Movimientos medidos y esperados del muro de diafragma en el estacionamiento subterráneo de la Casa de los comunes. (tomado de Burland y Hancock^{9,29}).

siderado como lineal elástico, el análisis fue no lineal en el sentido de que las condiciones de frontera fueron cambiadas por la subsecuente instalación de cinco niveles de apuntalamiento durante la excavación: de aquí que el análisis tuvo que ser incremental. Mientras que el análisis predijo la magnitud del desplazamiento máximo del muro muy bien, también indicó que la elevación en la cual ocurrió este desplazamiento sería significativamente más baja que la registrada posteriormente.

Los resultados del estacionamiento subterráneo de la Casa de los Comunes también se utilizaron por Simpson *et al.*^{9,31} como caso de examen al probar su modelo programado (Modelo LC) para el comportamiento esfuerzo-deformación de arcillas London. El Modelo LC es una formulación elástica-plástica no-lineal que define el comportamiento de las arcillas London en términos de tres rangos de deformación. Éstos son: a) deformaciones muy pequeñas, menores a 0.02 %, del rango “elástico” asociado con altos valores de rigidez para el suelo (como diez veces mayores al rango “intermedio”); b) el rango “intermedio” que se aproxima al rango lineal de deformaciones normalmente medidos en pruebas de laboratorio; y c) el rango “plástico” asociado con grandes deformaciones. Los resultados de los análisis basados en el Modelo LC se muestran en la figura 9.47 para compararse con las predicciones originales de Ward y Burland así como las mediciones de campo. Se podrá observar que los resultados de análisis basados en el Modelo LC se ajustan en buena medida a los valores medidos, no sólo en términos de desplazamiento máximo, sino también en la forma global de

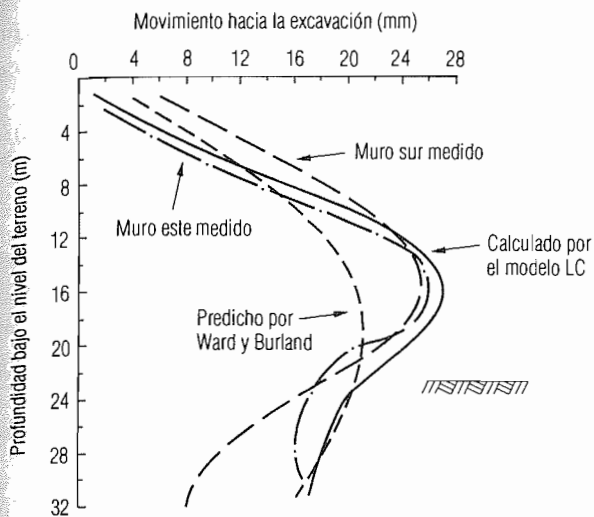


Figura 9.47. Comparación de los movimientos esperados y medidos del muro de diafragma en el estacionamiento subterráneo de la Casa de los comunes. Valores calculados usando el modelo LC (tomado de Simpson *et al.*^{9.31}).

la curva de desplazamiento del muro. También se debe notar que Simpson *et al.* utilizaron una idealización axisimétrica (simetría rotacional alrededor de un eje vertical), considerando que esto sería más apropiado para las proporciones de la excavación que la idealización del plano de deformación utilizado por Ward y Burland.

9.10. EJEMPLOS EN EL CAPÍTULO 9

Ejemplo 9.1

Diseñar los soportes para una excavación de 31.6 m de largo por 4.5 m de ancho por 12 m de profundidad en una arena seca de fina a media relativamente compacta.

Para dar espacio a la estructura permanente mostrada en la figura 9.48 en línea punteada, los marcos inferiores se deben colocar a 2.35 m sobre la base de la excavación. Si se consideran tabloncillos de 300 mm de profundidad, el centro del marco del fondo estará a 9.5 m bajo el nivel del terreno. Un espaciamiento conveniente para los marcos remanentes será a centros de 1.8 m requiriendo marcos a profundidades de 0.5, 2.3, 4.1, 5.9, 7.7 y 9.5 m bajo el nivel del terreno. Esto concuerda a satisfacción con la distribución de la figura 9.36. Se preferirán tablestacas a guías de madera con el fin de disminuir el ancho de la excavación en su parte superior, ya que por lo menos se necesitarán tres juegos de guías de madera. También será posible hundir tablestacas de 14 a 16 m de largo a su longitud total en este suelo.

Calcular la presión en los marcos segundo y sexto: considere $\phi = 35^\circ$ para una arena relativamente compacta dando

$$K_a = 0.27$$

de la tabla 5.1 para $\delta = 0$; también tomar $\gamma_d = 1.90 \text{ Mg/m}^3$. Por lo tanto, la máxima intensidad de presión en la tablestaca se obtiene con

$$p_a = 0.65 \times 0.27 \times 1.90 \times 9.807 \times 12 = 39.2 \text{ kN/m}^2$$

Para marcos espaciados a centros de 1.8 m, y considerando que la tablestaca sólo esté sostenida en los largueros.

Momento flexionante en la tablestaca

$$= \frac{39\,200 \times 1.8^2 \times 10^3}{8} \text{ N mm}$$

por metro de zanja.

El módulo de sección requerido para esfuerzos seguros en el acero de 165 N/mm² se obtiene con

$$Z_p = \frac{39\,200 \times 1.8^2 \times 10^3}{8 \times 165} = 96 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

Este valor de Z_p sólo requerirá tablestacas de tipo ligero; por ejemplo, Larssen 1GB ($Z_p = 419 \text{ cm}^3$) o Frodingham 1A ($Z_p = 563 \text{ m}^3$). Sin embargo, dichos tipos ligeros se pandearán si se hunden en longitudes de 14 m. Los contratistas comúnmente no tienen en existencia tablestacas más ligeras que la Larssen núm. 2, ya que esta sección, y las más pesadas, se adaptan a un rango más amplio de condiciones y por lo tanto se pueden reutilizar varias veces. En consecuencia, consideraremos Larssen núm. 2 ($Z_p = 850 \text{ cm}^3$) o Frodingham 2 ($Z_p = 996 \text{ m}^3$). En cualquier caso, se requieren estas secciones, u otras más pesadas, para sostener condiciones de hundimiento difícil.

Para desarrollar la resistencia total a flexión de una tablestaca de esta sección, será necesario espaciar los largueros a más de 1.8 m, con el correspondiente incremento en carga sobre largueros y puntales. Sin embargo, los siguientes cálculos mostrarán que las maderas más pesadas comúnmente disponibles (esto es, 300 × 300 mm) no pueden ser espaciadas a más de 1.8 m a centros, y no sería económico ordenar y fabri-

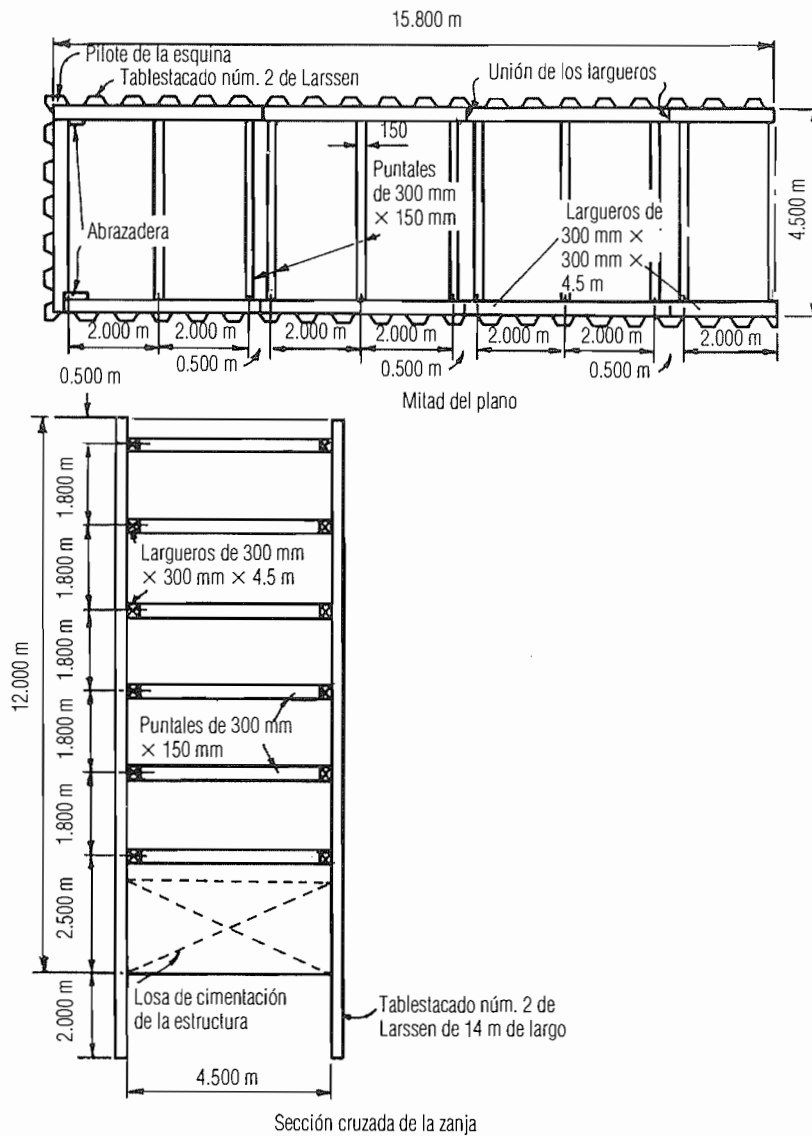


Figura 9.48. (NOTA: No se muestran todos los detalles del enmaderado, incluyendo los postes cortos, vástagos de riostra, etcétera.)

car largueros y puntales de acero para un trabajo relativamente pequeño y aislado. La colocación de marcos de apuntalamiento de acero sólo se justifica para una gran longitud de excavación, o para un número de repeticiones del mismo tamaño de excavación. También se puede considerar su renta.

Considerando siete largueros de 4.5 m en cada lado de la zanja, se pueden colocar tres puntales en cada larguero en cantilever a 0.25 m más allá del centro del último puntal.

Las cargas transmitidas por las tablestacas a los largueros se deben considerar como una serie de puntos de carga (véase sección 10.2.3). Por lo tanto, para un pilotaje con Larssen núm. 2, las artesas están a centros de 400 mm y es posible aplicar cuatro puntos de carga de $39.2 \times 0.4 \times 1.8$ kN al

claro de 2 m entre los puntales. Esto da un momento flexionante a los largueros, asumiendo que estén simplemente apoyados entre los puntales, de 34 kN/m^2 .

El momento de resistencia de un larguero de madera de $300 \times 300 \text{ mm}$ es de 55.7 kN/m^2 para un esfuerzo de fibra máximo (a flexión) de 12.4 N/mm^2 . Si los puntales y largueros se trazan a escala a los espaciamientos arriba mencionados, se verá que los largueros de 4.5 m de longitud se pueden enroscar a través de los puntales de cada marco sucesivo.

Cálculo de carga en los puntales,

$$\begin{aligned} \text{Carga máxima en cualquier puntal} \\ = 39.2 \times 1.8 \times 2.0 = 141 \text{ kN.} \end{aligned}$$

La longitud efectiva de los puntales entre los largueros es de 3.9 m. Considere puntales de 300×150 mm

$$\frac{\text{Longitud efectiva}}{\text{Radio menor de giro}} = \frac{3.9}{\sqrt{\left(\frac{1}{12} \times \frac{0.3 \times 0.15^3}{0.3 \times 0.15}\right)}} = 90$$

El coeficiente de reducción de la tabla 7.2 es 0.41. Por lo tanto, para un esfuerzo de trabajo a compresión básico de 10.3 N/mm^2 para compresión

$$\text{Esfuerzo de trabajo} = 0.41 \times 10.3 = 4.21 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo real en puntal de } 300 \times 150 \text{ mm} &= \frac{141 \times 10^3}{300 \times 150} \\ &= 3.1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

lo cual se encuentra dentro de los límites de seguridad.

El esfuerzo a compresión en el larguero perpendicular a la fibra de la carga en el puntal es

$$\frac{141 \times 10^3}{300 \times 150} = 3.1 \text{ N/mm}^2$$

lo cual está dentro del valor permisible de 4.1 N/mm^2 . En consecuencia, sólo es necesario proporcionar cuñas de plegado de madera dura en un extremo de los puntales para permitir que se sujeten. La fuerza cortante en el larguero a cada lado de los puntales es de $39.2 \times 1.8 \times 1.850 = 130 \text{ kN}$. El esfuerzo cortante en estas posiciones es

$$\frac{130 \times 10^3}{2 \times 300 \times 300} = 0.7 \text{ N/mm}^2$$

lo cual es satisfactorio. El maderaje completo se muestra en la figura 9.48.

Ejemplo 9.2

Como ejemplo de los cálculos para el diseño de soportes de excavaciones en arcillas, se puede tomar la zanja utilizada en el ejemplo previo. La fuerza cortante promedio de arcillas firmes es de 43 kN/m^2 . Se puede asumir una densidad *in situ* de 1.75 Mg/m^3 , y tomar $m = 1$

$$\begin{aligned} \text{Intensidad máxima de presión} \\ = 1.75 \times 9.807 \times 12 - 4 \times 43 = 33.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

La arcilla es lo bastante fuerte para permanecer sin soporte por 9 m o más antes de colocar los tablonos. Así, se pueden tomar, por ejemplo, tablas de 1.2 m de longitud sostenidas por largueros de 250 mm de profundidad en sus centros, utilizando el sistema de "maderaje por mitad".

De esta forma, para un espaciamiento de largueros a centros de 1.21 m, y considerando que las tablas se comportan como cantilevers desde el centro de los largueros,

Momento máximo flexionante en la tabla

$$\begin{aligned} &= \frac{33.9 \times 10^6 \times 0.6^2}{2} \\ &= 6.1 \times 10^6 \text{ N mm/m corrido} \end{aligned}$$

El momento resistente de estacas de avance de 75 mm de grosor para esfuerzo de 12.4 N/mm^2 se obtiene con

$$12.4 \times 1/12 \times 1000 \times 75^3 \times 2/75 = 11.6 \text{ N mm/m corrido}$$

Considerar a continuación las cargas en los largueros. En virtud de su espaciamiento cercano será necesario utilizar una longitud relativamente corta, de 4 m con tres puntales para un larguero dando un claro entre puntales de 1.7 m.

$$\begin{aligned} \text{Momento flexionante en el larguero} &= \frac{33.9 \times 1.2 \times 1.7^2}{8} \\ &= 14.7 \text{ kN m} \end{aligned}$$

El momento resistente de una *tabla de madera* de 250×250 mm es de 32.3 kN m , lo cual es satisfactorio.

Carga en puntales para espaciamiento de 1.7 m

$$= 33.9 \times 1.7 \times 1.2 = 69.2 \text{ kN}$$

La longitud efectiva de los puntales entre los largueros de 250×250 mm es de 4 m. Para facilitar la conexión de los puntales con los largueros, se debe utilizar la misma profundidad de madera. Utilice dos elementos de 250×100 mm atornillados uno al otro para el puntal en el centro de cada larguero, y uno de 250×100 mm para los puntales menos cargados en cada extremo de los largueros.

Para puntales de 250×200 mm

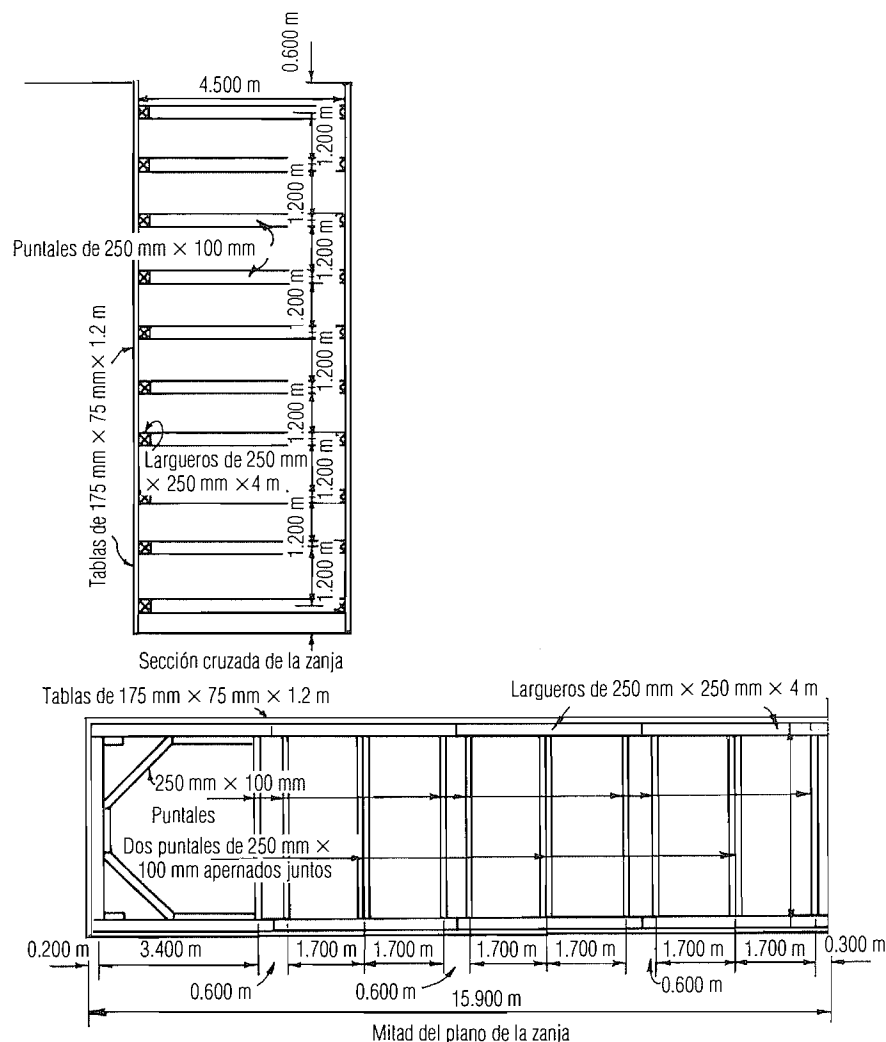


Figura 9.49. (NOTA: No se muestran todos los detalles del enmaderado, incluyendo los postes cortos, vástagos de riostra, etcétera.)

$$\frac{\text{Longitud efectiva}}{\text{Radio menor de giro}} = \frac{4}{\sqrt{\left(\frac{1}{12} \times \frac{0.25 \times 0.20^3}{0.25 \times 0.20}\right)}} = 69$$

El coeficiente de reducción de la tabla 7.2 es 0.62. Por lo tanto el esfuerzo de trabajo del lado de la seguridad para un esfuerzo de 10.3 N/mm² en compresión utilizando

Madera de abeto rojo es de $0.62 \times 10.3 = 6.40 \text{ N/mm}^2$.

$$\text{Esfuerzo real en el puntal} = \frac{69.2 \times 10^3}{250 \times 200} = 1.4 \text{ N/mm}^2.$$

El esfuerzo se encuentra entre los límites de seguridad.

El esfuerzo de aplastamiento perpendicular a la fibra en los largueros se encuentra dentro de los límites de seguridad y,

por lo tanto, no se requerirá de una viga de separación. La distribución del maderaje se muestra en la figura 9.49.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 9.1 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2da. ed., John Wiley, Nueva York, 1967, pp. 236 y 237.
- 9.2 Stott, P. F. y L. M. Ramage, "The design and construction of a dry dock at South Shields for Messrs Brigham and Cowan Ltd", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 8, 1957, pp. 161-188.
- 9.3 Tomlinson, M. J., "Discussion", en *European Conference on the Stability of Earth Slopes*, Royal Swedish Geotechnical Institute, vol. 3, Estocolmo, 1954, pp. 119 y 120.
- 9.4 Serota, S., "Discussion", en *European Conference on the*

- Stability of Earth Slopes, Royal Swedish Geotechnical Institute*, vol. 3, Estocolmo, 1954, pp.121 y 122.
- 9.5 Meigh, A. C., "Discussion on Section 9", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 3, Londres, 1957, pp. 255 y 256.
 - 9.6 Skempton, A. W., "Discussion", en *European Conference on the Stability of Earth Slopes, Royal Swedish Geotechnical Institute*, vol. 3, Estocolmo, 1954, pp. 113 a 119 y 120 a 121.
 - 9.7 "Subway for Stockholm built in unusual cofferdams", en *Engineering New Record*, **159**, (12), 1954, pp. 52-57.
 - 9.8 Irvine, D. J. y R. J. H. Smith, "Trenching Practice", en *Construction Industry Research and Information Association*, Report 97, 1983.
 - 9.9 Squire, W. W., "Report to the Secretary of State for the Home Department on the disaster at Alexandra Dock, Newport, which occurred on 2 July 1906", en *Cmnd 4921*, 1909.
 - 9.10 Kell, J., "The Dartford Tunnel", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **24**, 1963, pp. 359-372.
 - 9.11 Braun, W. M., Underground construction preserves Stuttgart's environment", *International Construction*, **12**, 1973, pp. 2-7.
 - 9.12 Hunder, J., "Deep braced excavation with high ground water level", en *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 2, México, 1969, pp. 443-448.
 - 9.13 Granter, E., "Park Lane improvement scheme: design and construction", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **29**, 1964, pp. 293-318.
 - 9.14 Spilker, A., "Mitteilung über die Messung der Kräfte in einer Baugrubenaussteifung", en *Bautechnik*, **15**, 1937, p. 16.
 - 9.15 Peck, R. B., "Earth pressure measurement in open cuts, Chicago subway", en *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, **108**, 1943, pp. 1008-1036.
 - 9.16 Terzaghi, K. y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2da. ed., John Wiley, Nueva York, 1967, pp. 394-413.
 - 9.17 Skempton, A. W. y W. H. Ward, "Investigations concerning a deep cofferdam in the Thames Estuary clay at Shellhaven", en *Géotechnique*, **3**, 1952, pp. 119-139.
 - 9.18 Di Bagio, E. y L. Bjerrum, "Earth pressure measurements in a trench excavated in stiff marine clay", en *Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 2, Londres, 1957, pp. 196 a 202.
 - 9.19 Watson, D. M., "West Middlesex main drainage", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **5**, 1936-1937, pp. 463-617.
 - 9.20 Bjerrum, L. y R. Kirkedam, "Some notes on earth pressures in stiff fissured clay", *Norwegian Geotechnical Institute Publication No. 33*, 1960, pp. 39-44.
 - 9.21 Bjerrum, L. y O. Eide, "Stability of strutted excavations in clay", en *Géotechnique*, **6**, 1956, pp. 32-47.
 - 9.22 Ward, W. H., "Experiences with some sheet pile cofferdams at Tilbury", en *Géotechnique*, **5**, 1955, p. 327.
 - 9.23 Peck, R. B., "Deep excavations and tunneling in soft ground", en *Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics*, Estado del Arte, México, 1969, pp. 225-290.
 - 9.24 Clough, G. W. y R. R. Davison, "Effects of construction on geotechnical performance", en *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics, Sesión de Especialidades núm. 3*, Tokio, 1977.
 - 9.25 Clough, G. W. y G. M. Danby, "Stabilizing berm design for temporary wall in clay" (véase Clough y Davidson^{9.24}).
 - 9.26 "Measurements at a strutted excavation", en *Norwegian Geotechnical Institute Technical Reports No. 1-9*, 1962-1966.
 - 9.27 Sills, G. C., J. B. Burland y M. K. Czechowski, "Behaviour of an anchored diaphragm wall in clay", en *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics*, vol. 2, Tokio, 1977, pp. 147-154.
 - 9.28 Cole, K. W. y J. B. Burland, "Observations of retaining wall movements associated with a large excavation", en *Proceedings of the 5th European Conference on Soil Mechanics*, vol. **I**, 1972, pp. 445-453.
 - 9.29 Burland, J. B. y R. J. R. Hancock, "Underground car park at the House of Commons, London", en *The Structural Engineer*, **55**, 1977, pp. 87-100.
 - 9.30 Chang, C. Y. y J. M. Duncan, "Analysis of soil movement around a deep excavation", *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **96** (SM5), p. 1970, 1655.
 - 9.31 Simpson, B., N. J. O'Riordan y D. D. Croft, "A computer-model for the analysis of ground movements in London Clay", en *Géotechnique*, **29** (2), 1979, pp. 149-195.

Capítulo

Ataguías

10.1. TIPOS DE ATAGUÍAS

Esencialmente, una ataguía es una estructura temporal diseñada para sostener cortes de tierra y para evitar la entrada de agua a una excavación ya sea agua subterránea o agua que se encuentre sobre el nivel del terreno. Una excavación con tablestacas en suelo seco no es una ataguía. También debe hacerse notar que una ataguía no necesariamente evita la entrada de toda el agua, y por lo común el diseño de ese tipo de ataguía es muy costoso.

A pesar del uso frecuente de las tablestacas de acero en ataguías por su resistencia al agua y su resistencia estructural, de ninguna manera constituyen el único material, existiendo una gran variedad de ellos. Algunos son

1. Terraplén de tierra.
2. Terraplén relleno de roca.
3. Terraplén de sacos de arena.
4. Muro basado en tablestacas de madera.
5. Muro doble basado en tablestacas de madera.
6. Forros flexibles en marcos de madera o acero.
7. Cajón de madera relleno de roca o tierra.
8. Muro basado en tablestacas de acero.
9. Muro doble basado en tablestacas de acero.
10. Tablestacas de acero celular.
11. Pilotaje perforado colado en sitio.
12. Bloque de concreto prefabricado.
13. Marcos de concreto prefabricado.
14. Cilindros y cascos de acero estructural (ataguías móviles).

La elección del tipo depende de las condiciones del lugar. Por ejemplo, profundidad del agua, profundidad y tipo de la

excavación, tipos de suelo, velocidad de flujo en la corriente de agua, niveles de marea y riesgo de daño ocasionado por escombros flotantes o hielo. La elección también depende de la disponibilidad y la facilidad en el transporte hacia el lugar de una planta de construcción pesada y materiales como madera y tablestacas. En consecuencia, las ataguías de relleno de tierra son adecuadas para caídas de agua bajas en agua sin movimiento o con movimiento muy lento. Las ataguías de un solo muro basadas en tablestacas son adecuadas para excavaciones angostas y áreas limitadas en que se puede utilizar apuntalamiento transversal, y las ataguías de doble muro o de tablestacado de acero celular para excavaciones anchas donde se requieren diques de autosoporte. Los cajones de madera rellenos de roca o tierra serían adecuados para un lugar remoto en territorio agreste donde se dispone de madera pesada en forma de troncos, y el costo de importación y transporte de tablestacas de acero, así como el equipo necesario para manejarlas y hundirlas, sería prácticamente inabordable. Las condiciones del suelo de la cimentación son un factor importante en la elección de los tipos de ataguías. Por lo tanto, un cajón o ataguía celular pesados, rellenos de tierra, no podrían ser hundidos en depósitos profundos de arcilla suave, requiriéndose un muro formado de tablestacas de madera o acero. Las ataguías de tablestaca de madera no se aconsejan en trabajos que deban permanecer en uso durante largos periodos dentro de agua infestada por polillas marinas.

El diseño de ataguías que obstruya, parcial o totalmente, el flujo de ríos, debe tomar en cuenta los problemas hidráulicos como la erosión del fondo y el desbordamiento. Estos problemas pueden ser muchas veces resueltos con la ayuda de modelos a escala que empleen un lecho deslavable para poder estudiar las tendencias de socavación. El libro de White y Prentis^{10.1} sobre ataguías constituye un excelente tratado sobre las consi-

deraciones teóricas y prácticas del diseño y construcción de grandes ataguías para ríos. Los autores tienen una amplia experiencia en este tipo de trabajo y su punto de vista sobre las dificultades prácticas y las fallas en ataguías, es especialmente, interesante e informativo.

Generalmente, la elección del tipo de ataguías y los diseños detallados deben basarse en un extenso conocimiento de las condiciones del suelo a través de un número adecuado de perforaciones y de un estudio cuidadoso sobre los materiales disponibles y la estadística de los flujos e hidrográficas de la corriente de agua.

10.1.1. Ataguías de relleno de tierra

Las ataguías formadas con un terraplén o dique de tierra son adecuadas para ríos de corrientes lentas, lagos u otros acumulamientos de agua que no estén sujetos a corrientes fuertes o a la acción de olas. El agua de corriente rápida ocasiona una severa erosión de los terraplenes de tierra y el costo de protección por medio de rocas u otros materiales podría no ser justificable si se dispone de otras formas de construcción. Los diques rellenos de tierra están comúnmente restringidos a corrientes de agua bajas o moderadas. El tipo de tierra que deberá ser utilizado depende de la disponibilidad y de las condiciones del lugar. Por ejemplo, el relleno de arcilla no es adecuado si se debe formar el banco con material de volteo bajo agua, pues la arcilla podría reblandecerse y no obtenerse pendientes estables. Sin embargo, el relleno de arcilla es muy conveniente si el banco se puede construir en seco, es decir, en la estación de más bajo nivel de un río. Si se excava la arcilla en condiciones relativamente secas y se esparce y enrolla en capas finas, se puede obtener un terraplén de estabilidad e impermeabilidad considerables. La arena es generalmente el mejor material para ataguías provisionales rellenas de tierra, construidas "en mojado". Se pueden formar terraplenes de arena o arena gravosa volteando desde barcas, bombeando con una draga de succión o descargando desde el puerto. Se puede, incluso, considerar la construcción compuesta, como puede ser un núcleo de arcilla con relleno de arena en ambos lados.

Existe la posibilidad de erosión ocasionada por la filtración desde huecos interiores en terraplenes rellenos de arena. Las líneas de flujo de la filtración a través de material permeable se ilustran en la figura 10.1a. Éstas hacen ondas de la cara interior en un patrón concentrado, y es necesario colocar un dique de drenado en este punto para recolectar la filtración y

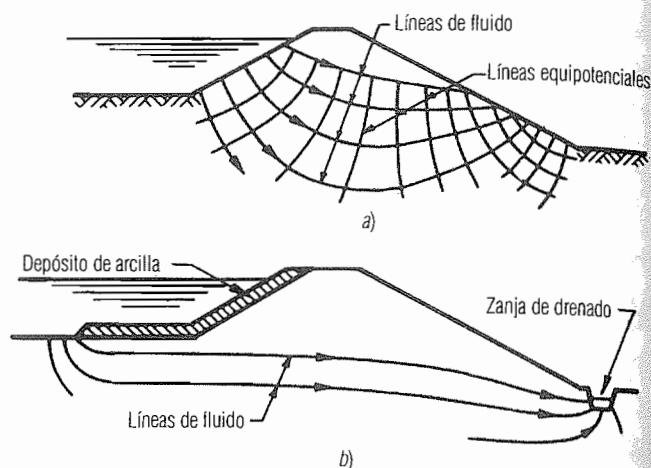


Figura 10.1. a) Filtración a través del terraplén permeable.
b) Modo de controlar la filtración por medio de un forro de arcilla y un drenaje en la punta.

llevarla hacia una bomba de drenado. La velocidad excesiva en el agua que fluye hacia afuera ocasionará erosión o "ampollas", las cuales a su vez llevarán a condiciones inestables, si el gradiente hidráulico, o sea la corriente de agua dividida entre la longitud del paso de la filtración, excede a la unidad. El gradiente hidráulico se puede determinar trazando una red de flujo (figura 10.1a). Si no existe un factor de seguridad contra la erosión, el paso de la filtración se debe alargar allanando la inclinación interior o tapando la cara exterior y el fondo con arcilla (figura 10.1b). Se deben tomar precauciones al mantener las inclinaciones interiores y al diseñar los diques de drenado, los filtros y las bombas de sumidero. Dichas precauciones se especifican en el capítulo 11.

Se puede lograr protección contra la acción de olas y la erosión por la corriente de agua tapando los huecos con material como grava gruesa, roca cortada, lonas o geotextiles, pero se debe considerar económicamente la colocación de material de tapón en lugar de adoptar un tipo de ataguía que no sea afectada por la erosión. La erosión algunas veces ocasiona la falla de la parte superior e interior por un sobrellenado. La alternativa para tapar los huecos interiores es colocar esclusas de capacidad suficiente a través de los terraplenes para permitir un llenado rápido de la ataguía si una súbita elevación en el nivel exterior amenaza con sobresaturarlo.

Se utilizó una ataguía consistente en un terraplén formado por arena bombeada con núcleo de arcilla para la esclusa Haringvliet que forma parte del Plan Delta Holandés (Packshaw^{10.2}). Se puso protección contra la acción de las olas y la socavación por mareas bajo aguas bajas con una *placa de colchón* (ramas, varas y troncos trabados), y la protección

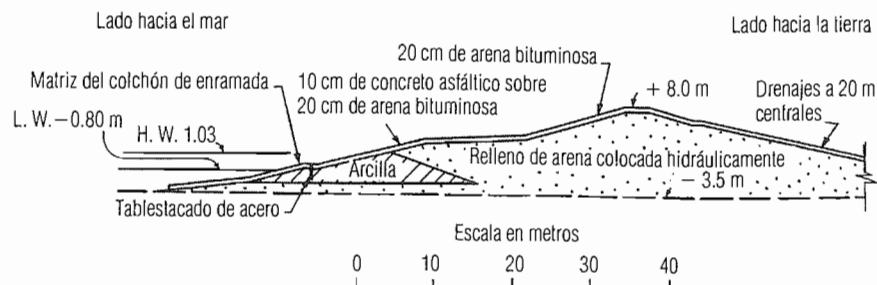


Figura 10.2. Atagüa provisional de relleno de tierra para la esclusa Haringvliet en Holanda.

contra la acción de las olas sobre aguas altas con una capa de concreto asfáltico, como lo muestra la figura 10.2.

Si se van a construir las atagüas rellenas de tierra a través de una corriente de agua, pueden existir dificultades en la "cerradura" de un terraplén de tierra, ya que la velocidad de la corriente a través del paso que gradualmente se va estrechando puede ser suficiente para llevarse la tierra que se ha ido colocando. Estas condiciones también pueden surgir si se construyen los terraplenes en aguas con mareas, cuando el agua que llega dentro y afuera del "compartimiento de marea" ocasiona erosión a través del hueco entre los extremos de un terraplén parcialmente terminado. Podría ser necesario hundir tablestacas hacia los extremos del banco en la sección de cierre y completar el cierre únicamente con tablestacas, o adoptar recursos tales como hundir barcasas o cajones neumáticos en el hueco. Es importante mantener una observación cuidadosa del estado de las atagüas rellenas de tierra durante todo el periodo de operación. Se debe reparar cualquier grieta y las filtraciones de agua se deben tratar con relleno de roca o tubos de desagüe.

10.1.2. Atagüas rellenas de roca

Los terraplenes rellenos de roca para atagüas son similares en su construcción a los diques rellenos de tierra, pero por la estabilidad inherente a su material, pueden formarse en inclinaciones más pronunciadas que los diques rellenos de tierra. De hecho, se pueden utilizar pendientes iguales al ángulo natural de reposo de la roca apuntalada (como de 1 en 1 1/2) y aun pendientes más pronunciadas, de hasta 1 en 1 1/4 si la roca en la cara está taladrada al perfil requerido. Los diques rellenos de tierra tienen la desventaja de su permeabilidad. En el caso de diques de poca altura, se puede obtener la suficiente resistencia al agua colocando ceniza P.F. o tierra margosa en la cara exterior. La filtración llevará este

material hacia los intersticios de la roca y paulatinamente se obtendrá un buen grado de resistencia al agua (figura 10.3a). Se requiere de una forma de corte más positiva para grandes corrientes de agua; ésta puede lograrse mediante un muro con núcleo de arcilla o concreto (figura 10.3b y c) o con tablestacas. El tipo de corte del muro de arcilla o concreto usualmente está restringido a atagüas construidas en seco. Para construcciones bajo el agua, se puede levantar un muro de tablestaca fuera del banco utilizando vigas-guía sostenidas con un caballete con pilotes. El relleno de roca puede entonces apuntalarse hacia afuera del banco a ambos lados de la tablestaca (figura 10.3d).

Para bordos provisionales rellenos de roca construidos en seco, la colocación de un núcleo o corte inclinados resistentes al agua tiene ciertas ventajas. Por ejemplo, el relleno de roca de un dique con núcleo de arcilla inclinada como se muestra en la figura 10.3b se puede construir en clima no favorable para la colocación y la distribución de arcilla, permitiendo llevar la arcilla durante mejores temporadas. Con este tipo de construcción es necesario tener una estabilidad adecuada-

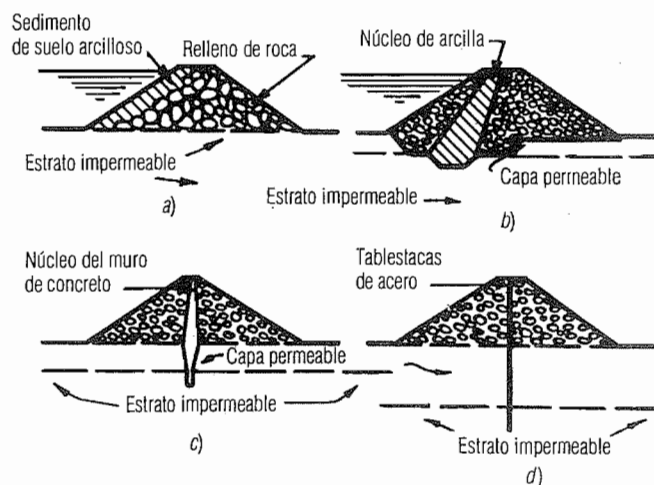


Figura 10.3. Tipos de atagüas provisionales de relleno de roca.

mente alta en la arcilla utilizando arcilla pobre bien compactada y relativamente seca, como puede ser arcilla pedregosa, con el fin de evitar un deslizamiento a través de la capa de arcilla. También se requiere proteger la cara exterior de un núcleo de arcilla contra la acción de las olas distribuyendo relleno de roca.

10.1.3. Ataguías con tablestacas de madera

Las tablestacas de madera se utilizaron ampliamente para trabajos de ataguías durante el siglo XIX pero se han remplazado gradualmente por tablestacas de acero. Sin embargo, cuando se tiene la facilidad de obtener madera, aún pueden utilizarse con ventaja y economía en corrientes bajas de agua.

Fowler¹⁰³ proporciona detalles para ocho tipos de tablestacas de madera, como se muestran en la figura 10.4a a g. También establece la siguiente "regla práctica" o empírica para el espaciamiento de los largueros: tabloncillos de 75 mm requieren largueros cada 1.8 m para una corriente de agua de menos de 1.5 m, o cada 0.9 m para una corriente de 6.4 m; tabloncillos de 100 mm ocupan largueros cada 2 m para corrientes de 2.7 m y cada 1.5 m para corrientes de 5.4 m; tabloncillos

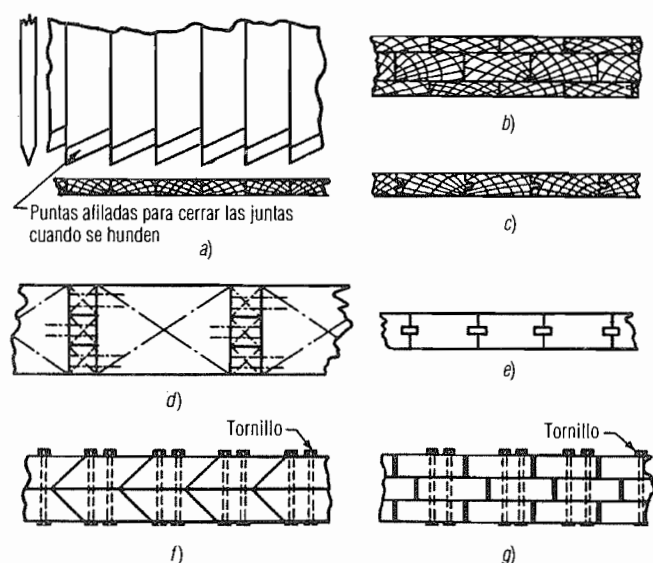


Figura 10.4. Tipos de tablestacados de madera (tomado de Fowler¹⁰³). a) Forro de lámina lisa de junta maestra. b) Junta maestra sobrepuesta. c) Junta de ranura y de lengüeta. d) Junta formada por tiras clavadas y atornilladas a las tablestacas. e) Juntas unidas con amarres insertados y hundidos después de hincar los pilotes. f) Junta de boca de ave formada atornillando las tablas biseladas. g) Tablestacado de tabloncillos ensamblados.

de 225 mm requieren largueros cada 2.7 m para corrientes de 6 m. Las tablaestacas de madera del modelo Wakefield (figura 10.4g) se utilizan ampliamente en la Ciudad de México y en Canadá, donde la madera se encuentra muy a la mano. Las tablestacas de madera también se utilizaron ampliamente en las extensiones del tren subterráneo de Estocolmo construidas en 1953 a 1957, donde la profundidad del agua era de menos de 3.6 m y existía tan sólo un pequeño grosor en sobrecarga (*overburden*) hacia la roca. La ataguía provisional se construyó hundiendo una fila de pilotes centrales del rey de Sección H a cada lado de la excavación. Los pilotes se sostuvieron, en su cara exterior, por medio de puntales inclinados de sección H de acero. Se fijaron largueros de madera a dos niveles entre patines de los pilotes centrales, y se hundieron tablestacas de madera *de ranura y lengüeta* de 75 mm frente a estos largueros a través de la angosta sobrecarga de arena y grava hacia la cama de roca. El empuje transmitido de los largueros a los pilotes centrales se realizó mediante las armaduras de acero que corrían a través de la excavación. Estas armaduras también sirvieron como plataforma de trabajo para planta y materiales y para sostener la cubierta de acero sobre toda la excavación de corte y cubierta. Esto permitió continuar con el trabajo durante condiciones invernales severas. La tierra se apuntaló frente a las tablestacas para incrementar su resistencia al agua. La distribución de la ataguía con pilotes de madera y de las armaduras de soporte se muestra en la figura 10.5.

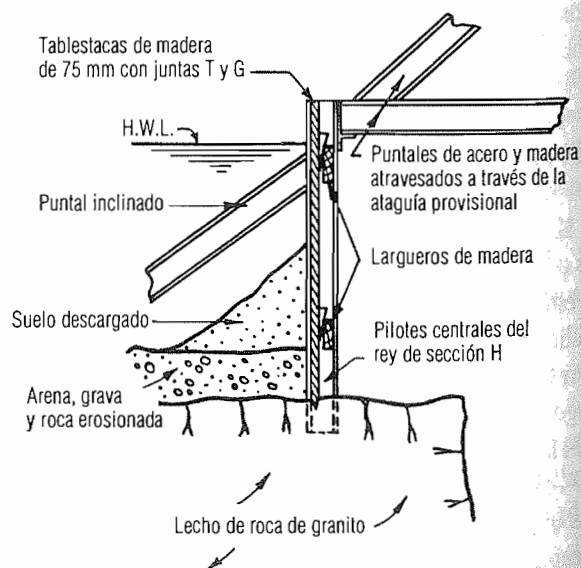


Figura 10.5. Ataguías provisionales de tablestacas de madera, tren subterráneo de Estocolmo.

Cuando se requieren diques con tablestacas de madera para retener grandes corrientes de agua, es común utilizar un doble muro y rellenar el espacio entre las dos paredes con arcilla sedimentada. Este tipo de construcción era usual antes de utilizar las tablestacas de acero, y las publicaciones antiguas de ingeniería contienen muchos ejemplos de este tipo de trabajos.

La desventaja principal de los diques de tablestacas de madera es la profundidad limitada de sus cortes, ya que los pilotes no pueden ser hundidos profundamente en suelos granulares o arcillas rígidas sin riesgo de rompimiento o "astillado". Son mucho más útiles para corrientes de agua baja y para ataguías cimentadas sobre una superficie irregular de manto rocoso.

10.1.4. Diques con cajón de madera

Los diques de cajón se construyen comúnmente en forma de cajones de madera ensamblados, los cuales son elevados con grúa o flotados en su posición y hundidos en el fondo del río. Entonces se coloca relleno de piedra en el cajón para dar estabilidad, y tablestacas de acero u otras formas de recubrimiento en la cara exterior para oponer resistencia al agua. Esencialmente son diques autosostenibles utilizados para excavaciones amplias y adecuados para fondos de ríos irregulares y rocosos donde los cajones se moldean cuidadosamente de acuerdo con el perfil del fondo del río. Es importante colocarlos en una cimentación con capacidad de carga adecuada para resistir el alto peso del relleno de piedra y de las presiones

de carga ocasionadas por el agua y la presión de tierra. Esta forma de construcción también facilita el cierre de corrientes de agua rápidas, donde se pueden colocar primero los cajones y rellenarlos de piedra para dejar pasar la corriente entre ellos. Después se pueden rellenar los huecos entre ellos con tablestacas o con vigas horizontales de cierre de madera.

La figura 10.6 muestra la distribución de las ataguías con cajón de madera utilizados para la presa de las cataratas Ripon.^{10.4}

Los cajones eran de 12.5 m, por 4.9 m en planta y espaciados a centros de 9.75 m. Se construyeron con troncos de eucalipto de hasta 12.5 m de largo con un diámetro de tope de 250 mm para los postes inferiores y de 200 mm para los postes superiores. Los cajones fueron prefabricados en secciones con un peso de no más de 45 ton. Las secciones se llevaron suspendidas desde una grúa corrediza en cantilever con marco de acero que corría sobre guías en los cajones ya colocados, para después hacerlas descender con guías verticales de acero. Cuando la primera unidad había bajado lo suficiente para dejar ir la polea de suspensión del peso por su empuje hacia arriba, se llevó una sección más, sumergiéndola sobre la unidad parcialmente hundida en el fondo. Después se bajaron las dos unidades juntas y se agregó una tercera, hasta que la unidad de cajón completa descansó sobre el lecho del río. Los cajones se fijaron en dirección horizontal mediante una polea de cable anclado a la grúa corrediza. De esta forma, un cajón completo con peso de más de 120 ton fue colocado con una grúa corrediza relativamente ligera. El tiempo que llevó el levantamiento de la unidad completa fue de 8 a 10 días. Entonces se relle-

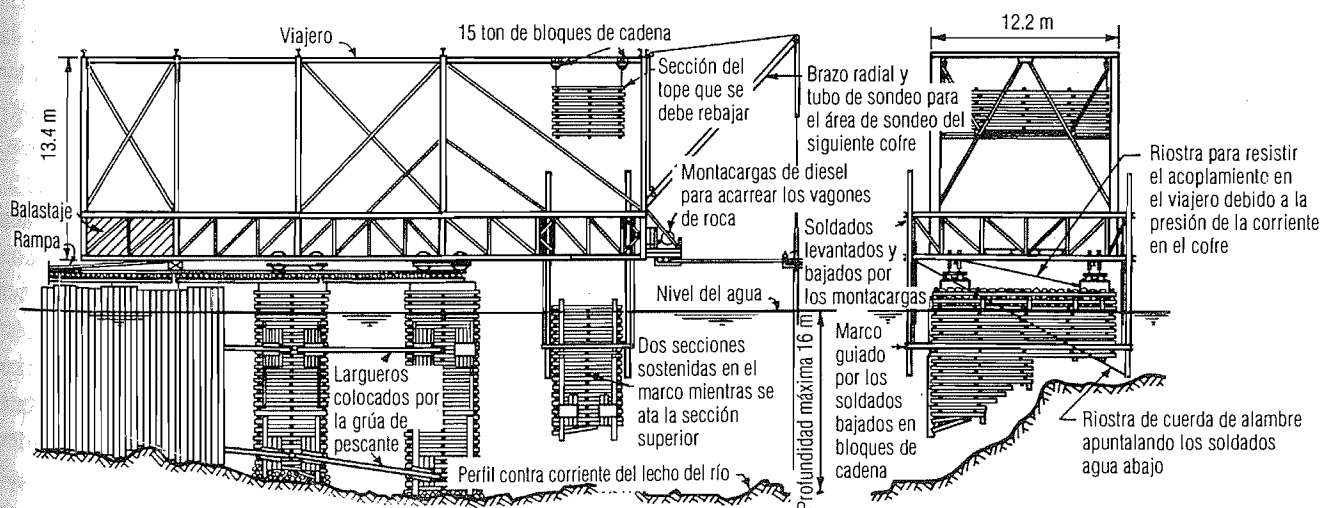


Figura 10.6. Construcción de tiras de estancamiento encofradas para la presa de las cataratas Ripon (tomado de Bertlin y Oliver^{10.4}).

naron los cajones con carga de roca y concreto colocados para las guías de la grúa corrediza. Después se movió la grúa hasta la siguiente unidad, la cual se había construido de la misma forma. El muro que se encontraba frente al lado de corriente arriba de los cajones estaba formado por dos filas de tablestacas Krupp K III separadas 2.1 m y sostenidas por vigas de acero entre los cajones a dos niveles con espacio entre las filas parcialmente llenas con suelo laterítico. La idea original era tener una sola fila de tablestacas con un banco de tierra al frente como un sellador de fondo. Sin embargo, se demostró que llevando un segundo muro al frente para dar protección a los buceadores contra las corrientes a la hora de engranar el material suelto hacia afuera del lecho del río, se podría entonces colocar el sellado "murrum".

White y Prentis^{10.1} dieron una descripción detallada de los tipos de ataguías de madera articulada del río de Ohio que fueron diseñados para usarse en el mismo río. El dique consiste de dos hileras de madera forradas con un relleno de tierra entre ambas y una inclinación lateral de la tierra en ambos lados para así darle estabilidad (figura 10.7a). Debido a su ancho este tipo de diques son muy estables contra las filtraciones cuando se construyen en un fondo permeable, así como en una cimentación de roca.

La característica distintiva del dique del río Ohio es su propia construcción articulada en forma de eslabón, conectado continuamente y premontado en una barca y aflojado mientras la barca es remolcada a lo largo de la línea del

dique (figura 10.7b). El armazón se confecciona para encajarse en el contorno del fondo del río como se determina por sondeos poco espaciados. Un trabajo en cuadrilla de una segunda barca continúa colocando las tablestacas rellenas las cuales son clavadas en la mampostería sobre el nivel del agua, y una draga trabaja detrás del terraplén de bombeo, dentro y afuera de la ataguía. Los agujeros de drenaje se colocan en el forro de la lámina para desalojar el nivel del agua al terraplén mientras la ataguía es bombeada en seco, evitando el exceso de presión hidrostática entre los muros forrados de madera. La ataguía se remueve mediante un proceso reversible a su propia instalación. Una draga bombea hacia afuera el relleno, comenzando por un extremo. Una cuadrilla quita el forro y después el armazón es levantado por medio de una grúa de flotación y después desmantelado, sección por sección. Los tipos de ataguías de Ohio son rápidos de instalar y no requieren de ningún andamio, pero son difíciles de construir en corrientes con flujo rápido. Son también susceptibles a la erosión, y se requiere de una protección de inclinación pesada para ciertos puntos críticos como en las esquinas y en las secciones cerradas.

10.1.5. Ataguías de tablestacas de acero

Las tablestacas de acero se usan ampliamente para las ataguías provisionales, incluyendo los tipos de mayor profundidad debido a su resistencia estructural, la impermeabilidad dada por sus secciones de ensamblaje y su propia capacidad para ser manejadas hasta penetraciones profundas en la mayor parte de los tipos de suelo. La penetración profunda da mayor resistencia al movimiento interno del fondo de la excavación y también un aislamiento suficiente para evitar tubificaciones en suelo permeable. Hay varias clases de secciones de acero laminado disponibles para las tablestacas. Las dimensiones y las propiedades de algunas clases laminadas por la British Steel Corporation (Corporación Británica del Acero) se muestran en la tabla 10.1; debe hacerse una consulta a los manuales de los fabricantes para obtener información acerca de las tablestacas de otros países.

Para niveles más bajos de agua y para excavaciones poco profundas, una ataguía puede consistir de un solo muro que es soportado por sí mismo como cantilever de los pilotes (figura 10.8a). Los niveles más altos pueden ser contrarrestados si se deja un banco de tierra en la cara interior (figura 10.8b). Si un banco de tierra se refuerza contra la cara inte-

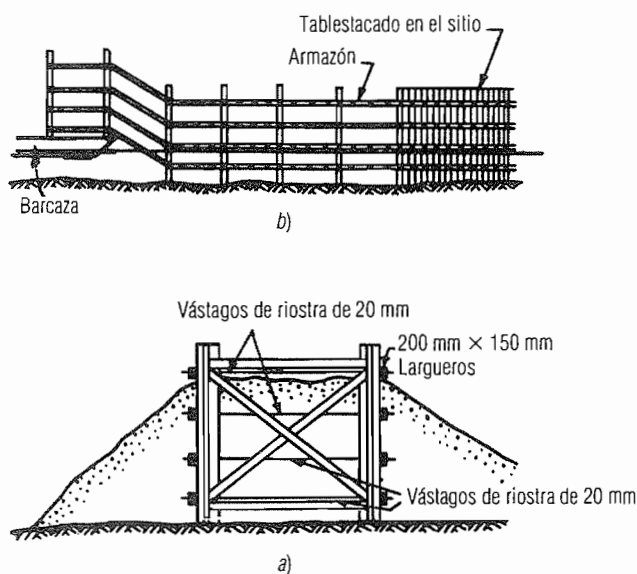
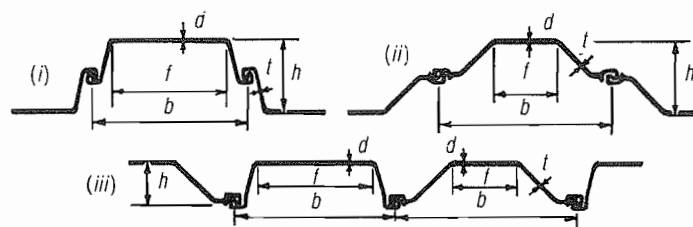


Figura 10.7. Construcción de la ataguía provisional tipo Ohio (tomado de White y Prentis^{10.1}).

Tabla 10.1. Secciones y propiedades de varias formas de tablestacados de acero. a) Tablestacado de acero de Larssen (fabricado por la British Steel Corporation).

Sección	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t (mm nominal)	f (mm) Plano del tramo	Área seccional (cm²/m del muro)	Peso (kg/m) (kg/m²) W	Momento de inercia combinado (cm⁴/m)	Módulo de la sección (cm³/m) Z _p	Proporción Z _p W	
1A	400	130	7.2	5.8	302	107	33.6	84	2 496	384	4.57
1B	400	178	7.1	6.4	305	114	35.6	89	4 998	562	6.31
1GB	400	130	8.1	5.8	302	115	36.2	90	2 729	419	4.66
1U	400	130	9.4	9.4	302	135	42.4	106	3 184	489	4.61
2	400	200	10.2	7.8	270	156	48.8	122	8 494	850	6.97
2B	400	270	8.6	7.1	248	149	46.7	117	13 663	1013	8.66
2N	400	270	9.4	7.1	248	156	48.8	122	14 855	1101	9.02
3	400	247	14.0	8.9	248	198	62.0	155	16 839	1360	8.77
3B	400	298	13.5	8.9	235	198	62.1	155	23 910	1602	10.34
3/20	508	343	11.7	8.4	330	175	69.6	137	28 554	1665	12.15
4A	400	381	15.7	9.4	219	236	74.0	185	45 160	2371	12.82
4B	420	343	15.5	10.9	257	256	84.5	201	39 165	2285	11.37
4/20	508	381	14.3	9.4	321	207	82.5	162	43 167	2266	13.99
	508	381	15.7	9.4	321	218	86.8	171	45 924	2414	14.12
5	420	343	22.1	11.9	257	303	100.0	238	50 777	2962	12.45
6	420	440	22.0	14.0	248	370	122.0	290	92 298	4200	14.48
	420	440	25.4	14.0	251	398	131.0	312	101 689	4618	14.80
	420	440	28.6	14.0	251	421	138.7	330	109 968	5000	15.15
10A	450	171	12.7	12.7	130	176	62.2	138	4 166	486	3.52
10B/20	508	171	12.7	12.7	273	167	66.4	131	6 054	706	5.39
10A-10B/20	450/508	108	12.7/12.7	12.7/12.7	130/273	171	62.2/66.4	134	2 250	356	2.66

NOTA: La figura (i) se refiere a todas las secciones excepto a 10A y a 2 (10A), la figura (ii) se refiere a la sección 10A y la figura (iii) se refiere a la sección 2(10A).



rior, puede ocurrir cierta inestabilidad si baja el nivel de agua exterior, cuando una presión extraordinaria se desarrolle en la parte interior. Una construcción de un solo muro puede también usarse donde sea posible apuntalar a través de la excavación. Para niveles bajos puede usarse un solo marco (figura 10.8c), pero para niveles más altos o ataguías de tierras profundas es necesario proveer varios marcos (figura 10.8d). Donde la excavación es muy ancha para un apuntalamiento cruzado se adopta una ataguía de doble muro relleno de tierra o de roca (figura 10.8e). Donde

dichas ataguías están construidas en terreno permeable es común colocar un relleno de tierra en la parte interior, y de este modo se extiende el recorrido de filtración y se evitan los conductos (figura 10.8f). El banco interior de tierra también aumenta la estabilidad donde hay cierto riesgo de inclinación debido a los momentos de volteo en los suelos de una capacidad moderada de carga. Las ataguías de soporte propio que resisten altos niveles de agua se construyen algunas veces en forma celular, relleno de las células con roca o tierra (figura 10.8g).

Tabla 10.1. (Continuación.) b) Tablestacado de acero Frondingham (fabricado por la British Steel Corporation).

Sección	b (mm)	h (mm)	d (mm)	t (mm)	Peso (kg/m)	W (kg/m ²)	Módulo de la sección (cm ³ /m) Z_p	Proporción $\frac{Z_p}{W}$
1A	400	146	6.9	6.9	35.64	89.1	563	6.32
1B	400	133	9.5	9.5	42.13	105.3	562	5.34
1BXN	476	143	12.7	12.7	62.1	130.4	688	5.28
2N	483	235	9.7	8.4	54.21	112.3	1150	10.24
3N	483	283	11.7	8.9	66.15	137.1	1688	12.31
4N	483	330	14.0	10.4	82.45	170.8	2414	14.13
5	425	311	17.0	11.9	100.76	236.9	3168	13.37

NOTA: La figura (i) se refiere a las secciones 1A, 2N, 3N y 4N; la figura (ii) se refiere a las secciones 1B y 1BXN; y la figura (iii) se refiere a las secciones 2, 3, 4, y 5.

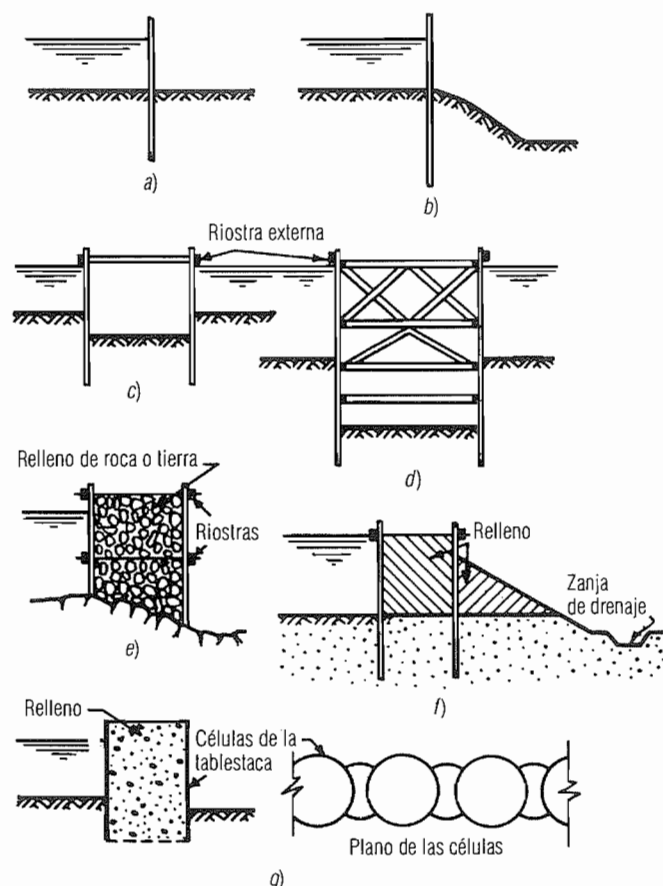
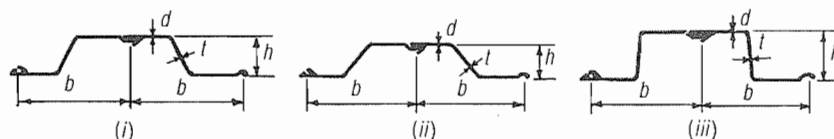


Figura 10.8. Tipos de ataguías provisionales con tablestacas. a) Un muro. b) Un muro con escarpa de tierra. c) Con un marco de cubierta único. d) Con múltiples marcos. e) Muro doble. f) Muro doble en un suelo permeable. g) Celular.

10.2. DISEÑO DE ATAGUÍAS CON UN SOLO MURO DE TABLESTACA

10.2.1. Condiciones para el diseño

Las ataguías deben diseñarse para resistir las siguientes condiciones:

1. La presión hidrostática fuera de la ataguía.
2. La presión hidrostática *dentro* de la ataguía si afuera el nivel del agua cae a una medida más rápida que la obtenida por bombeo o por la descarga de las válvulas o las compuertas de los canales.
3. La presión del suelo fuera de la ataguía.

Los bordos provisionales deben tener una estabilidad total contra las siguientes condiciones:

1. Una falla en la base de levantamiento del fondo.
2. Una falla por fluencia interna.
3. Una falla de los drenes o roturas.
4. Una falla durante la remoción.

La distribución de la presión hidrostática en una ataguía es triangular, y debido a que la presión hidrostática generalmente suministra la mayor proporción de presión externa en la ataguía generalmente tres o cuatro veces (o más en ciertos tipos de suelo) la presión del suelo, a cualquier profundidad,

es muy normal, en la práctica, calcular la presión del suelo en las ataguías de la misma manera que en los muros de contención, es decir, una distribución de presión triangular calculada por los métodos que se muestran en el British Code of Practice for Earth-retaining Structures (Código Británico de la Práctica para Estructuras Retenidas con Tierra), CP 22. Se debe siempre recordar que la densidad de un suelo debajo del nivel freático se toma como su densidad sumergida que es aproximadamente la mitad de su densidad totalmente saturada.

10.2.2. Espaciamiento de los marcos

Para economizar el costo de los materiales y el de fabricación de marcos de apuntalamiento se recomienda espaciar los marcos horizontales para que cada uno de ellos, hasta donde sea posible, reciba una carga igual de la presión hidrostática transmitida mediante tablestacas. La única excepción es la estructura del tope que se coloca en o sobre el nivel máximo de agua como un marco de guía y que evita el movimiento hacia adentro cuando se bombea hacia abajo la ataguía antes de fijar el segundo marco. El espacio requerido de los marcos para una carga igual puede ser expresada en términos múltiples del espacio entre el primero y el segundo marco. De este modo, si el larguero más alto se coloca al nivel del agua y considerando que las tablestacas serán simplemente soportadas sobre los largueros entonces:

Distancia desde la parte superior hasta el 2o. larguero = b
 Distancia desde la parte superior hasta el 3er. larguero = $1.60 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 4o. larguero = $2.03 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 5o. larguero = $2.38 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 6o. larguero = $2.69 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 7o. larguero = $2.97 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 8o. larguero = $3.22 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 9o. larguero = $3.45 b$
 Distancia desde la parte superior hasta el 10o. larguero = $3.67 b$

La distancia b se determina por el momento resistente del tablestacado, donde la resistencia de las tablestacas es el factor gobernante. Los esfuerzos permisibles de trabajo para las tablestacas se seleccionan usualmente dentro de un rango de valores dependiendo del grado de acero. Los perfiles más bajos en cada rango se adoptan para estructuras permanentes y para las ataguías muy profundas para las cuales las consecuencias de falla debido a la separación de los agarres de los pilotes en condiciones difíciles de hundimiento serían serias.

Las figuras más altas en el rango se usan para trabajos temporales incluyendo ataguías donde las fallas o el aflojamiento no tendrán serias consecuencias. El rango de los valores correspondientes a cada grado de acero se muestra abajo. También se muestra la fórmula para calcular la $b_{m\acute{a}x}$ asumiendo que las tablestacas deben apoyarse simplemente en los largueros, y los valores de Z_p , los módulos combinados de la sección de las tablestacas en cm^3/m de muro:

Grado del acero	Resistencia permisible al esfuerzo (N/mm^2)	Distancia desde la parte superior hasta el 2o. larguero, $b_{m\acute{a}x}(\text{m})$
Acero templado (B.S. 4360 Grado 43)	125-165	$\sqrt[3]{0.1937 \times Z_p}$
		$\sqrt[3]{0.2557 \times Z_p}$
Acero de tensión media	165-195	$\sqrt[3]{0.2557 \times Z_p}$
		$\sqrt[3]{0.3022 \times Z_p}$
Acero de alto grado de fluencia (B.S. 4360 Grado 50 B y C)	175-230	$\sqrt[3]{0.2712 \times Z_p}$
		$\sqrt[3]{0.3565 \times Z_p}$

Los valores de $b_{m\acute{a}x}$ son trazados contra Z_p para las diversas fuerzas permisibles de tensión (figura 10.9).

Una condición severa de presión hidrostática puede ocurrir en ataguías muy profundas cuando el nivel del agua al interior de éstas es muy baja para permitir que el segundo marco de apuntalamiento se fije en seco. En esta etapa hay un exceso de presión entre el nivel de agua total y el punto de fijación de las tablestacas en el terreno igual que la diferencia entre los niveles exterior e interior. De este modo, en una ataguía muy profunda los momentos flexionantes debidos a este exceso de presión sobre el claro largo que hay entre el larguero de la parte superior y el punto de fijación al terreno pueden ser considerables, y la condición más severa para esfuerzos de flexión en el tablestacado y la carga en los marcos de apuntalamiento de la parte superior. Si los esfuerzos en las tablestacas o la carga en la parte superior de las ataguías son muy severos para esta condición de bombeo hacia abajo, entonces puede usarse un tablestacado, o la distancia que hay entre la cubierta y el segundo marco se puede reducir. Es también posible superar la dificultad usando buzos para fijar el segundo marco debajo del agua. En ataguías

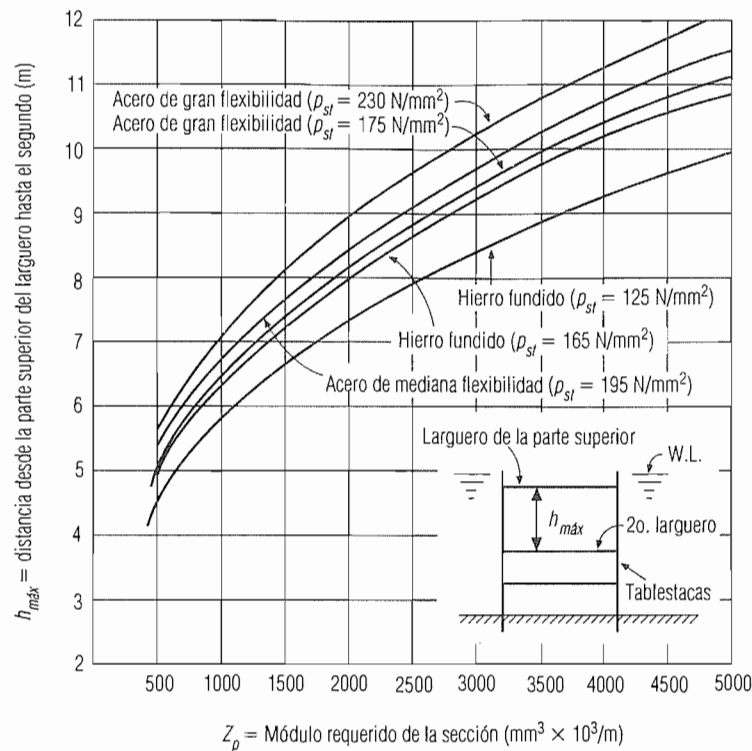


Figura 10.9

muy profundas es importante revisar las condiciones del primer y segundo marcos cuando la ataguía sea bombeada para fijar el tercer marco.

Este problema no se debe presentar en aguas de marea donde el segundo marco se pueda fijar durante mareas bajas o mientras el nivel exterior del agua del ataguía está al nivel bajo de la marea. Se deben colocar los canales o las válvulas de una medida adecuada en los muros de la ataguía para permitir que el agua fluya hacia afuera mientras la marea va bajando; de otra manera una presión interna puede desarrollarse y sería suficiente para hacer que reviente la ataguía. Siempre se aconseja proporcionar un larguero externo como salvaguarda contra el movimiento exterior de los pilotes debido a diferencias inesperadas. La provisión de canales o válvulas para vaciar una ataguía en la marea que baja también ahorra un monto considerable de bombeo innecesario y permite que la ataguía pueda inundarse rápidamente si ésta muestra signos de peligro o fallas en el fondo.

Hincar en longitudes muy largas o en penetraciones muy profundas en un suelo muy difícil requerirá de secciones muy pesadas de tablestacas o alternatively la adopción de un acero de media o alta tensión. De este modo, si la fuerza flexionante total de las tablestacas de alta tensión

puede desarrollarse, el espacio entre los largueros será muy largo, con una carga alta correspondiente en los marcos. La carga puede ser muy grande para el uso económico de los marcos de madera y entonces sería necesario usar acero o concreto reforzado.

El uso de tablestacas de acero para una sección muy pesada para las ataguías del banco del norte del Támesis redujo la cantidad de marcos de apuntalamiento a sólo un marco de la cubierta.^{10.5} La profundidad total de una ataguía desde el nivel de inundación del río hasta un nivel de excavación con un diseño muy profundo fue de 32 m. Se usaron los pilotes Peine en secciones de cajas de 900 en un acero de alto esfuerzo, y fueron hincados con martillos de diesel de D62. Los largueros gemelos de 914 × 419 mm × 388 UB se apartaron a un espacio corto de las tablestacas por medio de bolsas fabricadas. Las bolsas se rellenaron con una lechada con aditivos de arena-cemento presurizadas por un bombeo manual.

10.2.3. Diseño de los marcos

Los largueros y los puntales se construyeron de madera, acero o una combinación de ambos (figura 10.10). Los lar-

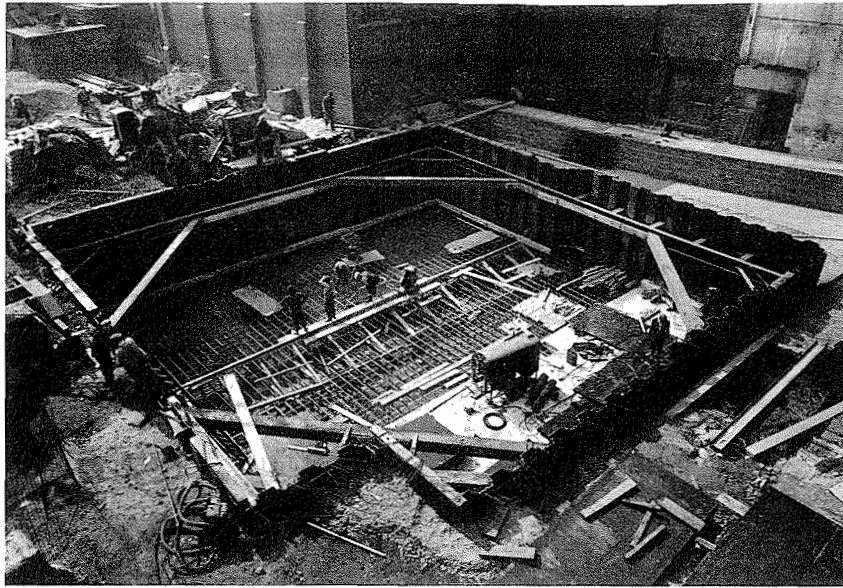


Figura 10.10. Ataguía provisional de un muro de tablestacas de acero con largueros de acero y un apuntalamiento de madera.

gueros se diseñaron como vigas apoyadas simplemente entre los puntales a menos que éstos fueran continuos sobre, por lo menos, tres extensiones o que las juntas se diseñaran para desarrollar la fuerza cortante y de flexión. En las ataguías circulares los largueros pueden diseñarse como unas nervaduras que cargan un empuje radial. Este arreglo, con la libertad propia de un apuntalamiento cruzado, puede proporcionar un diseño económico de ataguía. Packshaw^{10.2} estableció que el diámetro máximo de las ataguías para los cuales se diseñaron marcos como nervaduras circulares sin ningún apuntalamiento cruzado fuera de 45-60 m. Las cargas en los largueros desde la sección de represión se deben tratar como series de puntos de cargas en contacto directo con el larguero. Ahí donde los largueros actúan como puntales para otros largueros (es decir, en las esquinas) éstos se deben diseñar para poder soportar los esfuerzos combinados de flexión y compresión directa. Los puntales se diseñarán como elementos con puntas redondeadas entre los largueros o las partes cruzadas. Si se toma la longitud entre los elementos cruzados, entonces las conexiones se deben apuntalar convenientemente en ambos planos: vertical y horizontal. Los requisitos estructurales del diseño de elementos de apuntalamiento de madera, acero o concreto se explican en el capítulo 9. Los marcos de apuntalamiento diseñados como unidades prefabricadas deben construirse con precisión y con cierta tolerancia para permitir una fácil colocación dentro de las tablestacas. Éstas se deben hacer 25-50 mm más pequeñas que las dimensiones del plano interior de las tablestacas

para poder permitir una deflexión interna en las tablestacas durante el bombeo.

Cuando se consideran los esfuerzos de flexión en la tablestaca bajo el fondo del marco, el punto de fijación se puede tomar como una décima parte de la altura del pilotaje en un buen suelo, no así en uno débil como en arcillas blandas donde el punto de fijación se tomará como 6 m bajo el nivel del terreno o en la profundidad de un estrato firme, cualquiera que sea el menor. La presión de la tablestaca del fondo del marco es soportada por la resistencia pasiva del suelo bajo el nivel de la excavación. El método para calcular esta resistencia pasiva se muestra en el Code of Practice for Earth-retaining Structures (Código de la Práctica para Estructuras de Retención de Tierra), CP 22. Un bombeo continuo y pesado desde una ataguía localizada en suelo permeable reducirá la resistencia pasiva del suelo bajo el nivel de excavación debido a que la filtración hacia arriba de las bombas de sumideros ocasionará que el suelo sea parcialmente "rápido" o en una condición activa. Las "roturas" prematuras o los conductos eliminarán completamente cualquier resistencia pasiva y la presión activa del suelo o la hidrostática en el pilotaje será llevada solamente por el cantilever desde el fondo de la estructura. Se debe tener en cuenta la posibilidad de que ocurra socavación durante el cabeceo de las tablestacas, que reducirán el nivel del suelo dentro de la ataguía, y de este modo disminuir la resistencia pasiva.

10.2.4. Diseño de ataguías en tablestacas de apuntalamiento y la construcción de un muro de diafragma por computadora

Aparte de la computarización de técnicas rutinarias para el diseño manual, la aplicación de métodos basados en computadoras sobre este tema ha sido un tanto limitado. Un uso de la viga-columna en el método a base de resortes Winkler horizontal no lineal en principio, es idéntico a la aproximación $p-y$ para un pilote aislado ya descrito en la sección 7.16.2, aunque la forma característica de resortes horizontales es diferente, y se debe introducir una representación de puntales o de anclas. Un acercamiento a esta técnica se describe por Haliburton,^{7,36,10,6} quien adoptó el concepto de Terzaghi^{10,7} de las curvas no lineales del desplazamiento y de la presión lateral del suelo (figura 10.11).

Un problema que surge en la definición de las curvas es la proporción del ancho o profundidad efectivos de una estructura que se usa como retenedor de tierra flexible en la evaluación de E_s y E'_s . Haliburton^{7,36} sugirió que la profundidad total del empotramiento final (una vez completada la exca-

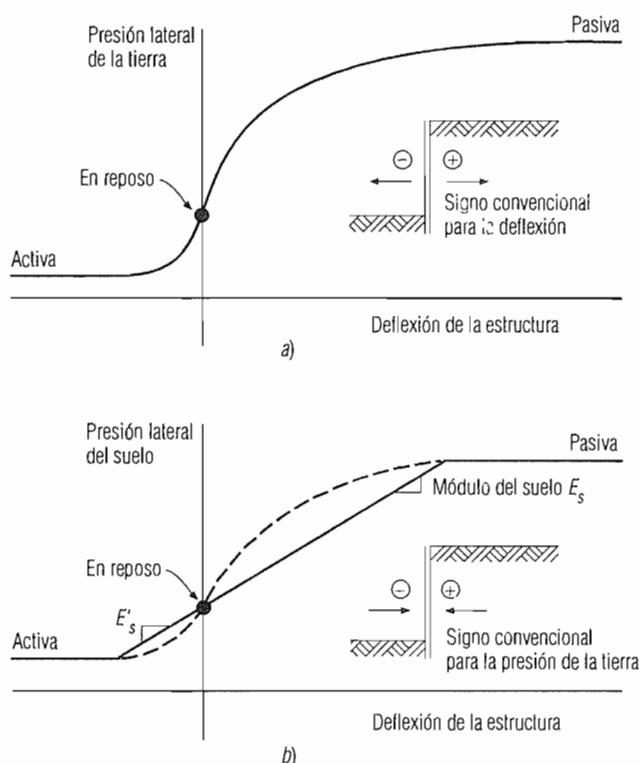


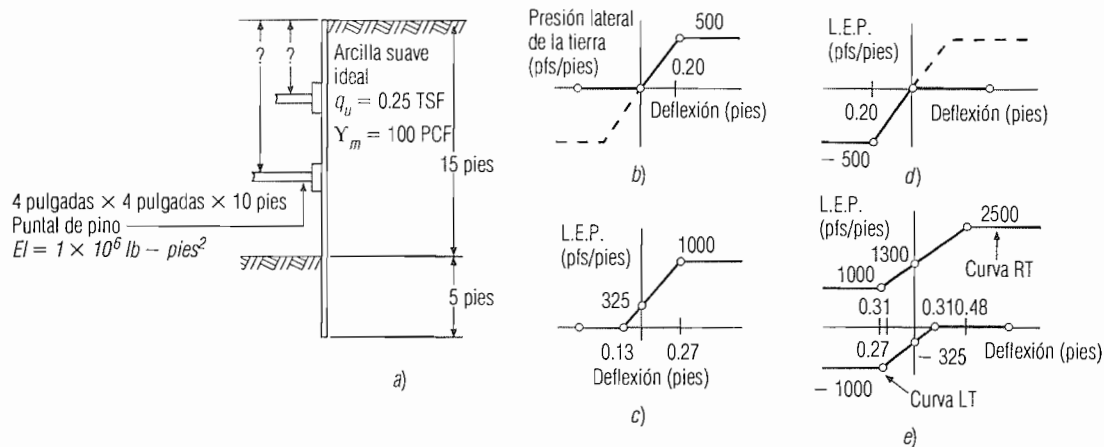
Figura 10.11. Relación no lineal para un suelo retenido detrás de la estructura flexible: a) Relación probable. b) Relación simplificada (tomado de Haliburton^{10,6}).

vación) se toma como la profundidad efectiva para el suelo en un lado del muro de la excavación; mientras que para el suelo retenido, en el caso de una excavación apuntalada, la profundidad efectiva se debe tomar como la distancia vertical más larga entre los puntales o entre la parte superior del muro y del puntal más alto, cualquiera que sea el más grande. La figura 10.12 muestra los resultados obtenidos por Haliburton para el análisis de una excavación apuntalada. Recientemente, Wood y Perrin^{10,8} dieron a conocer sus predicciones sobre los desplazamientos, momentos de flexión y de esfuerzo de apuntalamientos para muros de diafragma que abarcan 11 m de profundidad de la excavación, predominantes en la arcilla London. El lugar fue extensamente documentado, y ciertas medidas preliminares permitieron las siguientes conclusiones provisionales:

- i) Los desplazamientos horizontales observados fueron de igual magnitud que los esperados, pero no fue tan bueno el acuerdo entre medidas y el ángulo de deformación predicho.
- ii) Los momentos de flexión esperados excedieron los valores derivados de lecturas de un calibrador colocado en un muro de diafragma.
- iii) Para los dos niveles más altos de apuntalamiento existió un buen acuerdo entre los valores medidos y los esperados de la fuerza de compresión, aunque los valores medidos fueron aproximadamente de la mitad de lo esperado para el tercero y último nivel.

Wood^{7,52} describió la aplicación del método de un elemento de límite para el caso de un muro de diafragma apuntalado. Se hicieron ambos análisis: el lineal y el no lineal; el último permitió los valores límite para la presión del suelo, y los resultados fueron comparados con los de los análisis elásticos lineales y no lineales de Winkler. Wood concluyó que para este caso particular considerado, la aproximación de elasticidad de Winkler permitía una predicción más realista del comportamiento del muro.

El método de elemento finito se usa para modelar el comportamiento de excavaciones apuntaladas para las propiedades de un suelo elástico (véase Burland y Hancock^{5,8}) y también para las propiedades de suelos inelásticos y no-lineales (véase Simpson *et al.*^{9,31}). El método tiene potencial para modelar con un alto grado de realismo las complicadas trayectorias de esfuerzos asociados con la secuencia de las etapas de la excavación, la inserción de apuntalamientos o de anclajes y la sobrecarga y recarga de respuesta en la masa del suelo.

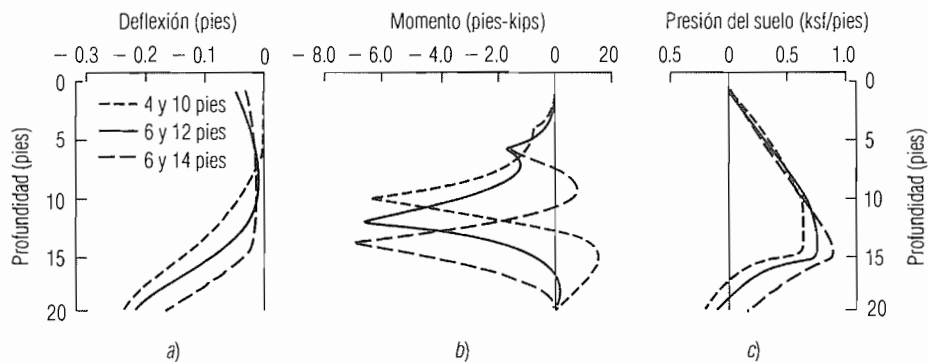


*La curva no es a escala

Informes del suelo y de la estructura para el problema de ejemplo: a) Detalle del ejemplo. b) Curva* en la superficie.

c) Curva* en $H_c = 5$ pies. d) Curva* a 15 pies de profundidad para la Masa del Suelo L. T.

e) Curvas* a 20 pies de profundidad.



Resultados del análisis del problema de ejemplo

Figura 10.12. Análisis de un muro de tablestacas y apuntalado usando resortes para representar al suelo (ejemplo del problema por Haliburton^{10.6}).

La figura 10.13 muestra los resultados obtenidos por Smith y Boorman^{10.9} sobre el análisis de elemento finito de un modelo de muro apuntalado en arena suelta y también muestra una comparación con los resultados de la prueba del modelo obtenidos por Rowe y Briggs.^{10.10}

10.2.5. Conductos en ataguías de un solo muro

La estabilidad contra la falla de la base debida al levantamiento y contra el esfuerzo de deformación interno debe ser revisada con el procedimiento descrito en la sección 9.7. Debe revisarse la estabilidad ante los "conductos" y de la "ebullición" en la base resultantes de la filtración hacia

arriba del agua de la tierra hacia las ataguías en los casos donde las tablestacas no son dirigidas hacia un estrato impermeable. Es importante, de cualquier manera, ya sea prevenir las filtraciones o reducirlas a una cantidad mínima ya que una filtración severa puede llevar a la pérdida de tierra afuera de la ataguía y aun a socavar y romper el muro de tablestaca. Como ya se había mencionado, esto puede causar la pérdida de la resistencia pasiva del suelo ante el empuje interno de la tablestaca. La filtración ocurre cuando el declive de la salida o la proporción de la carga de agua al extremo del escape en el punto de la salida hacia la ataguía alcanzan a unirse; en esta etapa la velocidad del fluido del agua hacia arriba y adentro de la ataguía es suficiente como para levantar y desplazar el suelo a través del cual está fluyendo. Ya que la ley Darcy,

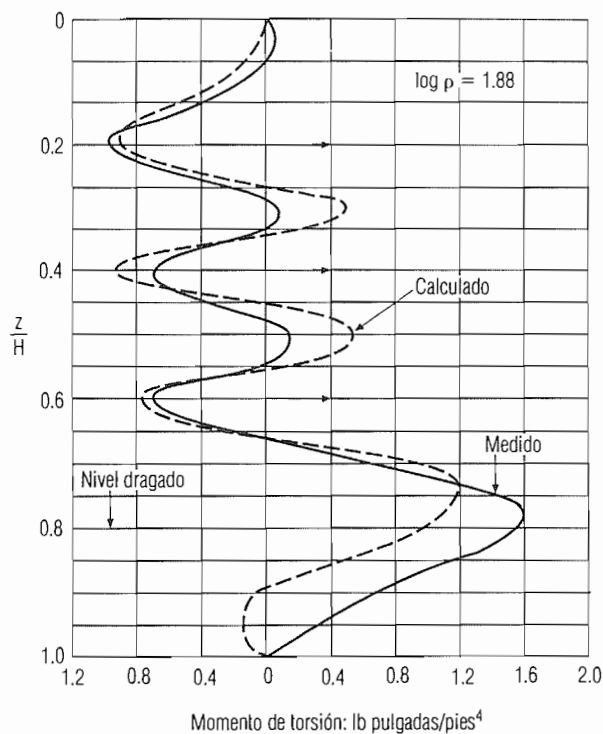


Figura 10.13. Comparación de los momentos de flexión calculados y medidos en el modelo de una excavación apuntalada en arenas sueltas (tomado de Smith y Boorman^{10.9}).

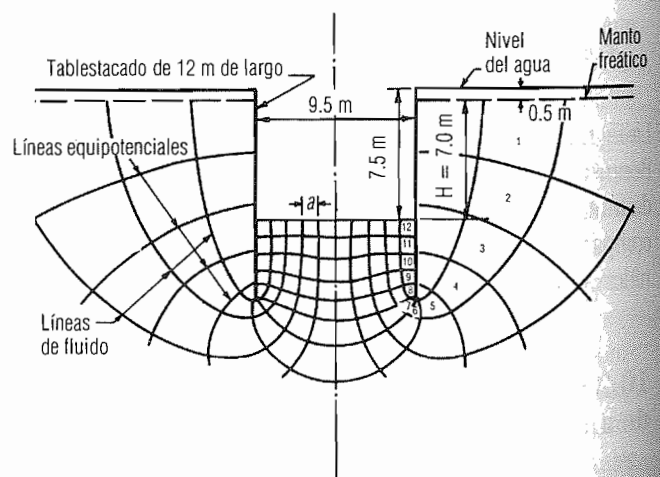
$$\text{Velocidad} = \frac{\text{Constante} \times \text{tope}}{\text{Longitud del extremo del escape}}$$

sigue que la tendencia para la filtración se puede eliminar alargando el extremo del escape, por ejemplo, dirigiendo la tablestaca hasta una profundidad suficiente o si el ancho lo permite colocando un banco de suelo permeable dentro de la ataguía. No sería efectivo alargar el escape por medio del hundimiento de los pilotes a una penetración más profunda, en suelo granular y denso, particularmente si se presentan gravas muy grandes o guijarros que provocan agrietamientos o empalmes en las tablestacas. Esto causará una gran reducción en la longitud del *escape de filtración* y un severo riesgo de filtración. Otro método para prevenirlo es reducir el nivel del agua que provoca la filtración; esto puede hacerse bombeando desde los pozos o desde las puntas coladeras colocadas en o debajo del nivel del fondo de las tablestacas. Este procedimiento se describe en el capítulo 11. Otros valores mínimos para la profundidad de tablestacas cortadas son los siguientes:

Ancho de la ataguía	Profundidad del aislamiento D
2 H o más	0.4 H
H	0.5 H
0.5 H	0.7 H

La filtración puede ser mas factible en arenas finas y sueltas lo suficientemente permeables para permitirla, cuya medida del poro es lo bastante pequeña como para ser removida por las fuerzas de filtración. Es improbable que la filtración ocurra en las gravas una vez bajado el nivel del agua afuera de la ataguía como resultado de su alta permeabilidad, que es usualmente baja (carga de agua), en la cabeza reduciendo el declive hidráulico. Las filtraciones tienen lugar en arcillas arenosas o limosas debido a su baja permeabilidad. Los casos dudosos se pueden analizar dibujando redes de flujo similares a las que se muestran en la figura 10.14. El uso de los métodos de elemento finito y de diferencia finita del análisis de flujo en las excavaciones se muestra en el capítulo 11.

Si las filtraciones tienen lugar inesperadamente, por ejemplo por un incremento imprevisto en la carga de agua externa debido a las altas mareas anormales o a los niveles de inundación, o también a los traslapes cuarteados en las tablestacas, entonces se debe tomar una acción de emergencia para prevenir su propagación. La localización de un pequeño flujo que entre, puede rápidamente desgastar un canal muy largo en una ataguía, causando un colapso y una socavación del muro. Si se ve que pueda ocurrir una ebullición en un remiendo ais-



$$\text{Gradiente de salida} = \frac{H}{N_p \times a} = \frac{7}{12 \times 9.5/10} = 0.6$$

$$\text{Factor de seguridad contra filtración} = 1/0.6 = 1.7$$

Figura 10.14. Flujo neto para ataguía.

lado de un suelo más permeable se puede controlar a veces construyendo un muro con bolsas de arcilla alrededor de la filtración, de este modo se reduce la carga efectiva de agua. Sin embargo, este procedimiento sólo resulta a veces en una ebullición que se rompe en otro lugar. El procedimiento más efectivo es el de inundar la ataguía y después tomar medidas para reducir el gradiente hidráulico como ya se ha descrito.

10.3. CONSTRUCCIÓN DE ATAGÜAS CON MURO DE TABLESTACAS

10.3.1. Montaje e hincado de pilotes

Para asegurar la verticalidad en el montaje de los pilotes y para prevenir el movimiento vertical cuando se presentan obstrucciones, es mucho más importante hincar las tablestacas a través de guías. En el caso de las ataguías de tierra las guías se colocan simplemente por un par de largueros guiadores al nivel del terreno y otro par más alto al nivel más alto permitido por la posición del martillo en terminación de la primera etapa de manejo. Estos largueros de guía son soportados en un extremo usando pernos a través del tablestacado manejado parcialmente y en el otro extremo mediante maderas cruzadas (figura 10.15). Como alternativa, un caballete de madera o acero se puede reforzar y mover como una unidad con una grúa (figura 10.16). Donde las tablestacas se hunden por una estructura, se necesita solamente colocar largueros guía al nivel más bajo. La parte superior de los pilotes se mantiene en la posición vertical por medio de un perno fijador que pasa a través de las guías del marco del pilote.

Donde las tablestacas se hincan en el agua los largueros guía se sostienen con andamiajes piloteados de acero o madera construidos por una planta de flotación. Resulta inconveniente

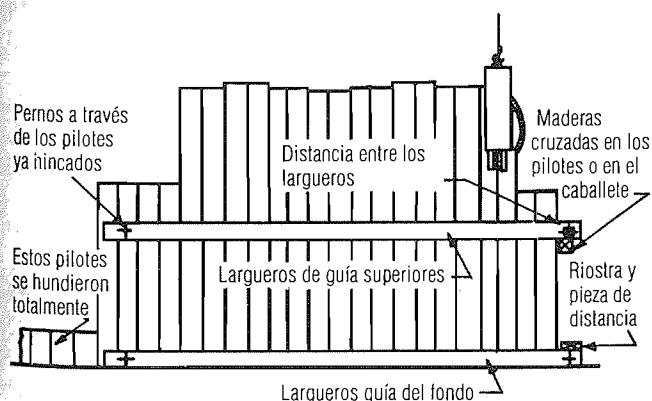


Figura 10.15. Largueros guía para hundir tablestacas.

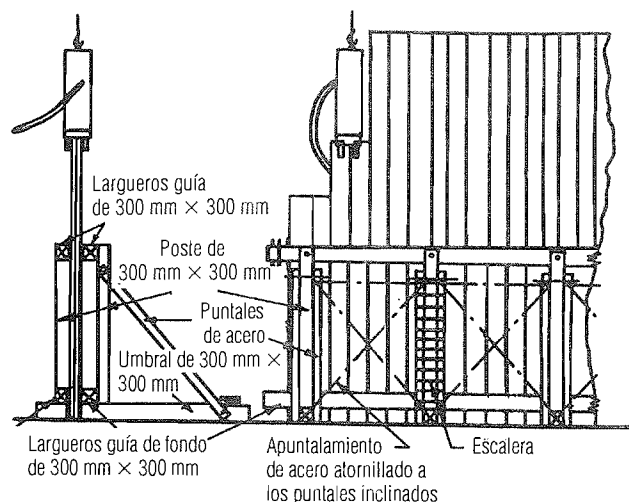


Figura 10.16. Caballete guía para tablestacas.

niente manejar la tablestaca con una planta de flotación sin guías arregladas para los pilotes. Los largueros guía y el andamiaje pueden consistir en pares de guías bajo el agua y a un nivel superior de los largueros (figura 10.17a) o los largueros de las ataguías montados sobre una unidad prefabricada soportada en el fondo del río (figura 10.17b). Los pilotes dirigidos por una estructura necesitan de largueros guía sólo al nivel superior del larguero (figura 10.17c).

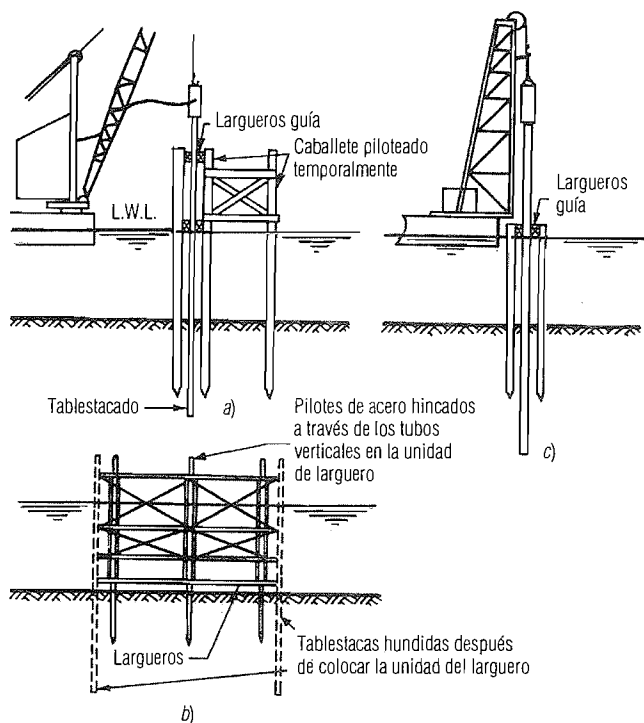


Figura 10.17. Hundido de un tablestacado sobre agua.

Los largueros guía deben consistir en maderas sólidas, de 300×300 mm. Las maderas más ligeras de 300×150 mm, se usan sólo para tablestacas de secciones ligeras en longitudes cortas. Los largueros se colocan a una distancia de 5 mm de ancho aparte de la profundidad total de los pilotes, y esta dimensión se mantiene en piezas espaciadas de madera.

Para asegurar un buen cerrado de las tablestacas que rodean una ataguía es necesario que los pilotes sean instalados en paneles de 6-12 ensamblados con pilotes hundidos parcialmente por paneles adyacentes (figura 10.15). De este modo el último pilote (parcialmente hincado) sirve como un pilote guía para el siguiente panel, y el instalado y hundimiento en los paneles continúa alrededor de la ataguía hasta que sea cerrada por un ensamblaje con el primer pilote. Si los pilotes se deslizan hacia afuera de su verticalidad habrá dificultad para unirlos. Una inclinación de más de 1 en 300 presentará muchas dificultades para cerrarla, dependiendo de la longitud y flexibilidad de los pilotes, y de las condiciones del terreno. Se pueden hacer correcciones en la verticalidad hundiéndolos con un golpe excéntrico o deformando los pilotes por medio de bloques y poleas. Si estas medidas no corrigen lo suficiente, entonces será necesario usar un pilote ahusado para unirlos. Por lo tanto, es conveniente hacer que el primer pilote quede en escuadra con el pilote de la esquina, cuando una sección especial se remacha o un pilote de la esquina, ahusado y soldado, puede colocarse como se detalla en los manuales de los fabricantes de pilotes.

En las ataguías pequeñas es de gran ventaja escuadrar y ensamblar todos los pilotes antes de hundir alguno. Esto usualmente es imposible en las ataguías largas debido a la longitud de los largueros guía requeridos y por la probable inestabilidad de una gran área de apilamientos asegurados y expuestos al fluido del agua en un río o en las corrientes de la marea.

Los pilotes se hincan por lo común en pares, excepto en condiciones difíciles de hundimiento. Sin embargo, éstos son usualmente escuadrados como pilotes únicos.

Las tablestacas pueden ser manejadas por un martinete, un martillo de una sola acción o un martillo de diesel operados en un marco del pilote o con guías falsas; o también, por un martillo de doble acción con o sin guías. Se prefieren los martillos de diesel o de doble acción generalmente por su eficacia y rapidez, y también porque funcionan muy bien en casi cualquier tipo de suelo, en especial en los arenosos y de grava.

Los martillos de doble acción se recomiendan para usarse con las plantas de flotación, y los martillos tipo "B" tienen la

ventaja de poder utilizarse para trabajar debajo del agua a profundidades mayores de 15 m. Los martillos de una sola acción o los martinetes se prefieren generalmente en ciertas circunstancias, en especial cuando se manejan en arcillas pesadas. Los martillos de una sola acción y operados por diesel (véase sección 8.2.5) son buenos para las condiciones difíciles de hincado.

Se pueden usar explosivos para suelos duros o para los sueltos densos y también para rocas, pues facilitan la penetración de las tablestacas. El proceso de choque de explosiones hecho por Rosenstock,^{10,11} que fue operado en el Reino Unido por British Steel Corporation (la Corporación Británica del Acero), emplea muy pocas cargas de explosivos de detonación simultánea en orificios espaciados cercanamente localizados a lo largo de la línea de las tablestacas. El hundido de los pilotes hacia terrenos sueltos se hace lo más rápido posible antes de que tenga tiempo de reconsolidarse.

Los martillos vibratorios (sección 8.4) se pueden usar para el hincado de tablestacas. Su relativo nivel bajo de ruido es ventajoso para el hundido de pilotes en las áreas de refuerzo. El equipo de hincado de pilotes de Taylor-Woodrow "Pilote-maestro" opera principalmente para empujar las tablestacas hacia el suelo por medio de apisonadores hidráulicos que van contra la reacción producto de la fricción superficial desarrollada en los pilotes ya colocados. Inicialmente esta reacción se obtiene por la penetración del panel de pilotes bajo 10 ton de la masa del equipo. Cuando los pilotes en el panel son empujados hacia abajo alternativamente y la resistencia de la fricción superficial se incrementa progresivamente, el empuje máximo de cada uno de los ocho apisonadores es de 2250 kN. El "Pilote-maestro" opera sin las vibraciones del terreno y es virtualmente silencioso. El sistema de pilotaje llamado "Silenciador", operado por los Sheet Piling Contractors Ltd (Contratistas de Tablestacas), emplea un martinete dentro de una caja de absorción de ruido, que es también muy eficiente para lograr un manejo casi por entero silencioso.

El ruido producido por el hincado de una tablestaca es un factor muy importante que se debe considerar para la selección del tipo de martillo. En los tiempos actuales se ha incrementado la atención que se requiere para la ejecución de las regulaciones para el control del ruido en las áreas rurales así como también en las urbanas. Como hasta ahora no hay ninguna legislación en Gran Bretaña para los niveles específicos de ruido éstos no deben excederse en las áreas accesibles al público. Las autoridades locales adoptan sus propias normas y su nivel máximo de ruido durante el día y la noche es de 70 y 60 dB, respectivamente; las cuales se estipulan fre-

cuentemente para las áreas urbanas. El control del ruido es también necesario para proteger la salud en los sitios de operación. El Department of Employment (Departamento de Empleos) recomienda que ninguna persona se debe exponer a un nivel de ruido mayor de 90 dB por ocho horas diarias y durante cinco días a la semana. Se sabe que el ruido de las tablestacas excede los 90 dBA, pero también que las operaciones no son continuas todo el día de trabajo y el nivel de ruido observado puede ser convertido a un nivel de ruido equivalente que toma en cuenta la duración de la emisión del mismo.

Algunos niveles de ruido observados de los martillos para las tablestacas se muestran en la tabla 10.2. Y puede verse que se requiere una distancia de más de 1000 m por el grupo de martillos más ruidosos antes de que el sonido llegue al nivel permitido que es 70 dB.

Es muy importante proteger las cabezas de las tablestacas durante su hincado. Donde se usan los martillos de doble acción para el hincado de pilotes solos o en pares, se pone un bloque doble de yunque por martillo. Para el hundido con

martinetes o martillos de acción, se debe usar un cabezal simple o doble de acero en combinación con una protección de plástico o de madera dura. El hundimiento de los cabezales se usa a veces con los martillos largos de doble acción para hincar secciones muy pesadas de pilotes Larssen.

Las longitudes largas de tablestacas son convenientemente hincadas en dos etapas. En la primera los pilotes son escuadrados con grúas de pescante o grúas de orugas y llevados a la penetración por medio de un martillo de peso medio o ligero. En la segunda etapa se usa un martillo pesado suspendido de una grúa con un corto brazo giratorio para completar el hundimiento. Como alternativa se puede completar el hincado en las dos etapas con dos estructuras de pilotes; la primera, en una estructura alta y ligera y la segunda en una fuerte y corta. Al usar una estructura de pilotes para el hundido de la primera etapa se facilitará el emplazamiento del martillo en el pilote, que no es un trabajo fácil para un hombre que trabaja en lo alto de una escalera atada a un pilote inclinado sin una estructura. En la figura 10.18 se muestra un método clásico del hincado en las dos etapas.

Tabla 10.2. Ruido de las operaciones de hundido de pilotes.

Tipo de martillo	Tipo de pilote	Nivel de ruido observado		Distancias aproximadas (m) para los niveles de ruido de	
		dBA	Distancia desde la fuente (m)	70 dBA	90 dBA
Taylor-Woodrow					
"Experto en pilotes"	Lámina de acero	70	1.5	1.5	0.15
Vibratorio					
(frecuencia media)	Sección H	90	1	14	1
Impulso BSP	Lámina de acero	90	3	45	3
Caída					
(en la torre "Hush")	Lámina de acero	70	18	18	1.5
Caída (interno)	Cubierto	90	18	170	18
Caída (5 ton)	Concreto precolado	98-107	7	200-400	20-50
Diesel					
(ligero con mortaja)	Lámina de acero	95	18	274	27
Vibratorio					
(alta frecuencia)	Lámina de acero	113	2	287	29
Diesel (ligero)	Lámina de acero	97	18	345	34
Doble-acción (aire)	Lámina de acero	90	110	1050	110
Una acción (aire)	Concreto precolado	90	140	1350	140
Diesel (mediano)	Lámina de acero	116	7	1400	150
Diesel (mediano)	Tubos de acero	121	7	2400	280



Figura 10.18. Hundimiento típico de pilotes en dos etapas.

En lugares de largo recorrido donde deben hundirse las tablestacas, el método para las dos etapas, con hincado simultáneo de las dos etapas, da un rápido progreso. Otro método es usar aparejadores corredizos especialmente diseñados para incorporar los múltiples martillos.

10.3.2. Hundimiento con un espacio libre limitado en la altura

Surgen problemas difíciles cuando los pilotes se llevan donde hay un espacio libre limitado para escuadrar los pilotes y colocar el martillo. Un método es llevar los pilotes en dos longitudes con juntas en cola de milano. Los pilotes alternados se dirigen a 1 o 2 m más profundo que los contiguos; la hilera más alta de pilotes se puede después ensamblar con las porciones rectas (figura 10.19) y las dos alargadas se llevan hacia abajo al mismo tiempo y juntas. Donde se requiere la impermeabilidad, la junta del tope se debe soldar hacia arriba. Será necesario adicionar bridas si se desea utilizar la fuerza de flexión total del apilamiento.

Un caso típico de las condiciones restringidas de espacio ocurre en el caso de una ataguía construida alrededor de una pila hasta un puente arqueado que permite que las cimentaciones sean apuntaladas. El procedimiento adoptado para el apuntalamiento del puente de Cavendish, en Leicestershire, era escuadrar un panel de 4.25 m de largas tablestacas de acero en una estructura guía llevada a lo largo de una barcaza. La barcaza se puso después en flotación bajo el arco del puente y los pilotes hundidos hasta una penetración de 1.5-2 m bajo el lecho del río por medio de un martillo de doble acción del núm. 6 de McKiernan-Terry. El martillo se suspendió bajo la parte superior de los pilotes en una plataforma colgante movida por los pilotes. El martillo y la plataforma colgante fueron manejados por una grúa de 10 RB llevada en la barcaza. Una vez hundida la primera de

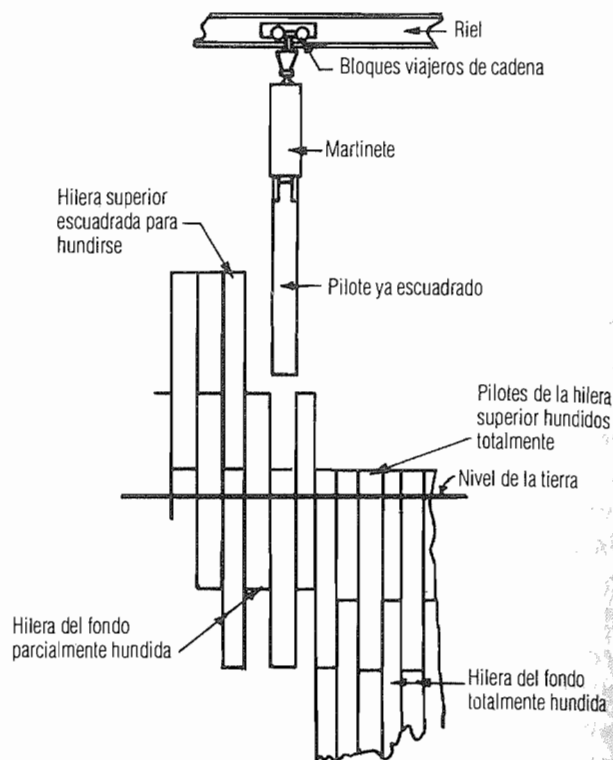


Figura 10.19. Hundimiento de tablestacas en un espacio superior limitado.

0.5-1 m usando la plataforma, el martillo fue levantado sobre la parte superior del pilote hasta completar el hincado. Después de completada la ataguía, no se mojó, y el material suelto de socavación fue removido bajo las cimentaciones con pilares y después remplazado por concreto apuntalado. El procedimiento se ilustra en la figura 10.20.

10.3.3. Un ejemplo del diseño de una ataguía con un solo muro

La ataguía para la pila principal del puente Forth Road,^{10,12} construido en 1959-1960 por John Howard & Co. proporcionó un ejemplo interesante acerca de las técnicas de prefabricación. El propósito de esta ataguía con tablestacas era permitir que los cajones que forman la base del pilar principal fuesen hundidos como una estructura bien abierta, evitando las dificultades y el alto costo del trabajo bajo altas presiones de aire. La ataguía tuvo la forma de un número ocho, de acuerdo con un plano diseñado para acomodar los dos cajones circulares (figura 10.21).

La primera etapa consistió en flotar hacia afuera un larguero prefabricado en el sitio de la construcción. La unidad

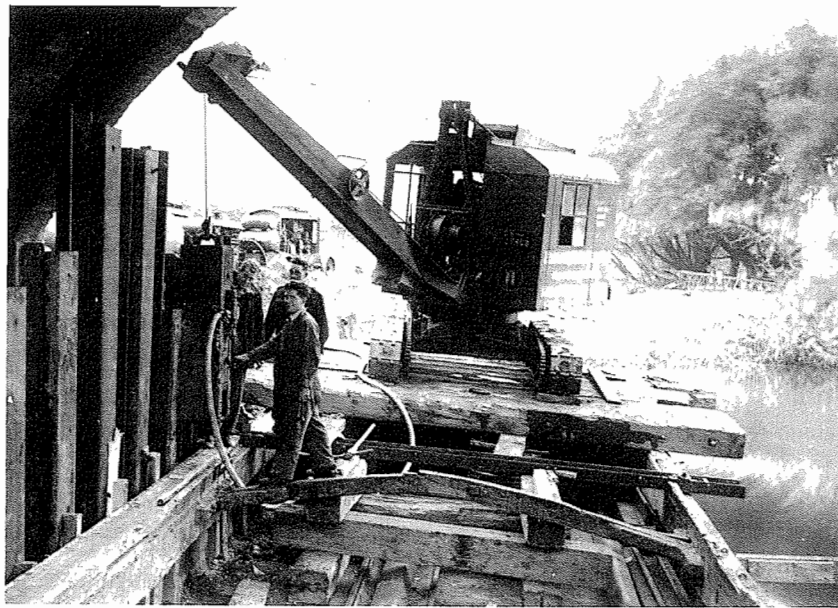


Figura 10.20. Hundimiento de tablestacas bajo el arco del puente Cavendish, en Shardlow.

consiste de un larguero de la sección de la caja ahuecada al fondo hecho de placas de acero con una rigidez interna formando un anillo de impermeabilidad, junto con un larguero levantado en la parte superior, consistente de un par de secciones "T" con uniones en ángulo. Los dos largueros se unie-

ron por medio de un apuntalamiento diagonal y tubular. La unidad de flotación se sumergió en la marea y se mantuvo en la posición por medio de pilotes que caían a través de las aperturas preparadas. Después se escuadraron las tablestacas Larssen del número 4 de 24.4 m de largo alrededor de la unidad e hincadas a 3-6 m en la morena glacial.

El limo se excavó desde dentro de la ataguía por medio de tenazas operadas por grúas fijas en andamiajes piloteados construidos alrededor de la ataguía y, alcanzando el nivel de la morena glacial, el moldaje fue montado por el larguero del anillo de concreto colado *in situ*. La cimbra de madera para la viga del anillo de 2.4 m de ancho y 4.9 m de profundidad fue prefabricada en paneles y bajada por una grúa fija para ensamblarla dentro de la ataguía por arriba de la marea baja. Se debe mencionar que en esta etapa la ataguía se abrió a las mareas ya que la tablestaca no podía soportar la presión del agua externa, de 15 m del altura aproximadamente, hasta que el larguero de concreto se completó. Después del montado de los paneles de cimbra toda la unidad se bajó y las conexiones finales se hicieron en el fondo del agua por buzos. El concreto fue colocado por métodos "preempaquetados" (véase sección 10.8.3) y, después de que el concreto se endureció, la ataguía se bombeó hacia abajo, la cimbra se removió y la superficie de la morena glacial se arregló hasta el nivel para recibir los cajones base.

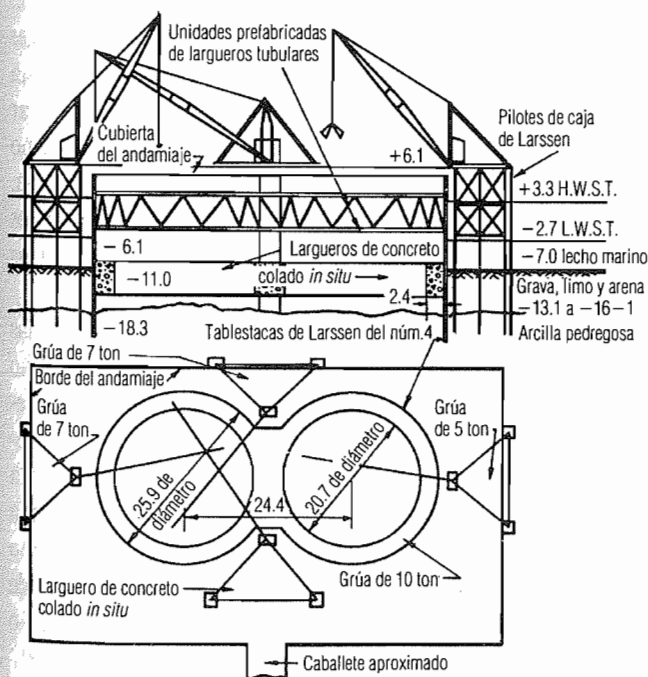


Figura 10.21. Ataguía para la pila principal sur, puente Forth Road. (Todas las distancias están en metros.)

10.4. ATAGUÍA A BASE DE DOBLE MURO DE TABLESTACAS

10.4.1. Principios de diseño

Las ataguías de doble muro de tablestacas son esencialmente muros autoestables usados para las excavaciones donde un apuntalamiento cruzado sería costoso. Las ataguías de este tipo no se usan para las excavaciones en suelo ya que en estas condiciones el soporte de un solo muro se puede dar debido al apuntalamiento escalonado, o por los componentes de la estructura permanente, como se describe en la sección 9.5.7. Las ataguías de doble muro consisten de dos líneas de tablestacas de acero (o para alturas bajas, una línea exterior de acero y una línea interior de tablestaca de madera) hincadas en el terreno y atadas a la cubierta por medio de largueros y pernos de amarre. Para las cabezas altas puede ser necesario instalar juegos de largueros y pernos de amarre en los niveles más bajos. Las represas sobre los suelos impermeables no necesitan un talud interior, pero en los suelos permeables y en aquellos de una capacidad de carga moderada, es deseable un talud interior adicional (figura 10.8f). El espacio que queda entre el apilamiento se rellena con arena, grava, roca quebrada o ladrillos rotos. La profundidad de la penetración de los pilotes depende de la presión de esfuerzo del relleno y de la necesidad de prevenir un deslizamiento horizontal. Cada línea de tablestaca se considera que debe ser anclada en los niveles superiores o intermedios y fijadas en el fondo mediante la resistencia pasiva del suelo. Donde las ataguías se construyen sobre suelos permeables, la profundidad de penetración de los pilotes también se rige por las consideraciones de los conductos. White y Prentis^{10.1} hicieron un extenso estudio sobre ataguías de doble muro en dicho suelo y descubrieron que alargando la vía de filtración hacia una dirección horizontal es más efectivo y es más económico que alargándolos con una penetración profunda de las tablestacas. También consideraron que la inclinación interior del terreno es una característica esencial en la estabilidad de las ataguías de doble muro ante un colapso seguido por drenado. Otra característica muy importante es el ancho canal de drenado (figura 10.8f) cuidadosamente colocado para caídas con los vertederos de contención como algo necesario para mantener el canal lleno de agua y la velocidad de flujo lo suficientemente baja para evitar la erosión.

White y Prentis afirmaron que la hilera total de tablestacas no contribuye en nada a la impermeabilidad de la represa y por esto su principal función es prevenir un colapso en caso de un desbordamiento que cause una erosión en la parte inte-

rior de la pared. Sus ataguías de doble muro para el trabajo, realizado en el río Mississippi, fueron diseñadas para ser desbordadas durante la temporada de inundación; también señalaron que es muy importante proporcionar canales adecuados a través de los muros para permitir que el interior se inunde mientras el nivel de agua exterior se alce, y así reducir el riesgo de erosión o formación de drenes debajo de los altos topes externos. La necesidad de una rápida baja del nivel de agua interna durante el periodo de caída del nivel del río es también importante, así como también el tope revertido puede causar el colapso de una ataguía que no está diseñada para esta condición. Generalmente, las múltiples observaciones prácticas y detalladas hechas por White y Prentis sobre este tipo de ataguías de doble muro son de gran interés y se deben estudiar cuidadosamente por los ingenieros en relación con la construcción mayor de ataguías.

10.4.2. Materiales para relleno

Allí donde se construyen represas de doble muro sobre suelos inestables es necesario excavar entre las hileras de las tablestacas y remover el material suelto antes de colocar el relleno. Este procedimiento se facilita si se colocan diafragmas entre las hileras espaciadas, aproximadamente entre cuatro y ocho veces su ancho. Celdas individuales entre los diafragmas se pueden después bombear hacia abajo o también excavar. No se deben usar como relleno la arcilla u otros materiales que se puedan consolidar antes de tener suficiente resistencia a la presión externa. Los agujeros de derrame se deben colocar a varios niveles del muro interior para poder drenar el relleno y de este modo evitar cualquier presión hidrostática interna. Se pueden poner también rondanas de hule alrededor de los pernos de amarre y entre los largueros externos al frente de las tablestacas para aumentar la impermeabilidad.

Las tablestacas de las ataguías de doble muro cimentadas sobre roca se deben limitar del movimiento externo por medio de escarpas de tierra o de relleno rocoso o también por concreto embolsado en ambas caras, la exterior y la interior. La presión por el relleno se puede reducir usando concreto en la parte interior. El riesgo de deslizamiento en el fondo de una roca inclinada se puede prevenir con un banco de relleno de roca en la cara interior, o también enclavijando la base de una losa de concreto a la roca con vástagos cortos de acero o con viejos rieles fijados en los agujeros barrenados en la roca.

La ataguía de doble muro mostrada en la figura 10.22 se construyó para la presa Pitlochry y para la Estación de Poder,

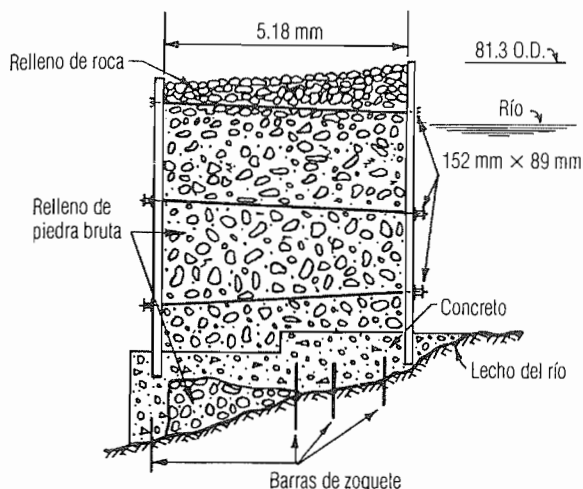


Figura 10.22. Ataguía provisional de tablestacas de doble muro para la presa Pitiochry.

de Escocia, en condiciones difíciles sobre un lecho de roca cubierto con grava y con grandes pedregones. El nivel de la roca en el fondo del río Tummel se deslavó hacia la excavación. La ataguía se construyó en una etapa baja del río y los diafragmas permitieron que las celdas individuales fueran bombeadas y excavadas al nivel de la roca. El concreto de sellado fue apisonado debajo de los pilotes y las barras fijadoras usadas para cerrar la presa a la roca. El concreto restante se colocó bajo las hileras interiores de los pilotes. Las marcas de las corrientes en el río mostraron la profundidad que variaba entre 0.3 y 3.8 m. Las corrientes mayores de 2.4 m no fueron muy frecuentes y la ataguía se diseñó precisamente para sobresalir a este nivel.

10.5. ATAGUÍAS CON TABLESTACAS CELULARES

Las ataguías celulares para el trabajo en ríos y mares consisten en unos círculos completos de apilamientos ensamblados y conectados por arcos cortos (figura 10.23a) o mediante una serie de arcos en un doble muro unidos por medio de diafragmas en línea recta (figura 10.23b) o con círculos modificados (figura 10.23c).

Éstas tienen la ventaja de que se requiere de un andamio pequeño para su construcción. Las plantillas en el fondo y en la cubierta para poder escuadrar los pilotes son los únicos requisitos. Se puede también construir trabajando fuera del terreno, cada celda sucesiva, después del relleno, formando la plataforma de trabajo para poder hundir la siguiente (figura

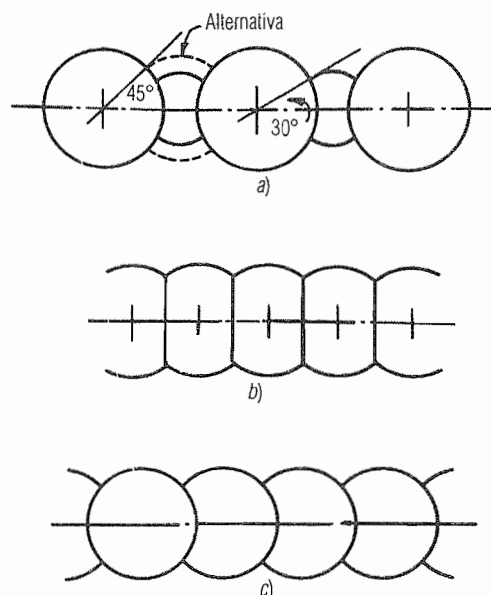


Figura 10.23. Planta de ataguías provisionales con tablestacas. a) Células circulares. b) Células de diafragma. c) Células circulares modificadas.

10.24). El apilamiento en forma de artesa no es apropiado y se deben usar estaciones especiales de tramos rectos. La arena, la grava, la piedra quebradiza o los ladrillos rotos son materiales apropiados para el relleno. La arcilla no es apropiada debido a las razones ya mencionadas para las ataguías de doble muro. Las ataguías celulares se pueden usar sobre un lecho irregular de roca cuando las longitudes de las tablestacas se pueden adaptar al contorno de la roca. También son apropiados para cimentar en arcillas rígidas o suelos arenosos o gravosos. En los últimos dos casos es comúnmente necesario proporcionar una inclinación lateral al terreno interior para dar la longitud necesaria para el recorrido de filtración y evitar las fallas ocasionadas por la formación de drenes.

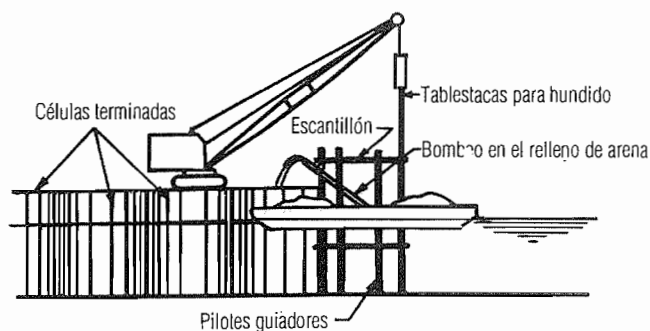


Figura 10.24. Construcción de ataguías celulares.

Las ataguías celulares padecen un importante riesgo: una falla grande en cualquier ensamblaje puede resultar una falla completa en una celda que acarrearía serias consecuencias. De este modo no se permite usar una construcción celular en suelo que contenga pedregones u otro tipo de obstrucciones que puedan causar cuarteaduras en los pilotes o también ocasionar separaciones en el ensamblaje. Se debe tener mucho cuidado con el escuadramiento y el hundido de pilotes. Packshaw^{10,2} declaró que la proporción entre el promedio del ancho y la altura (es decir, el área de una celda dividida entre la distancia entre los centros de las celdas) debe ser de 0.85 o 0.90 si el relleno es de arena, o 0.8-0.85 si el relleno es de roca.

El diseño de una ataguía celular requiere de la consideración de los siguientes factores:

- a) Resistencia al volteo (figura 10.25a).
- b) Resistencia al deslizamiento donde hay poca o ninguna penetración de las tablestacas (figura 10.25b).
- c) Resistencia al inclinamiento dado por la resistencia

al corte vertical u horizontal del material de relleno (figura 10.25c).

d) Resistencia al inclinamiento dado por la resistencia al corte, en una superficie de ruptura curva cerca o en la base de la celda (figura 10.25d).

e) Resistencia a las fallas por la separación de ensamblaje (figura 10.25e).

f) Resistencia al corte debido al suelo debajo de la base (figura 10.25f).

g) Resistencia al inclinamiento debido al escape del suelo bajo la base (figura 10.25g).

h) Resistencia al deslizamiento cortante general de la estructura y del suelo retenido por y debajo de la estructura (figura 10.25h).

Las formas de las fallas de la figura 10.25c-g han sido analizadas por Dismuke.^{10,13} Las formas de las fallas de las figuras 10.25a, b y h se pueden analizar con los métodos convencionales.

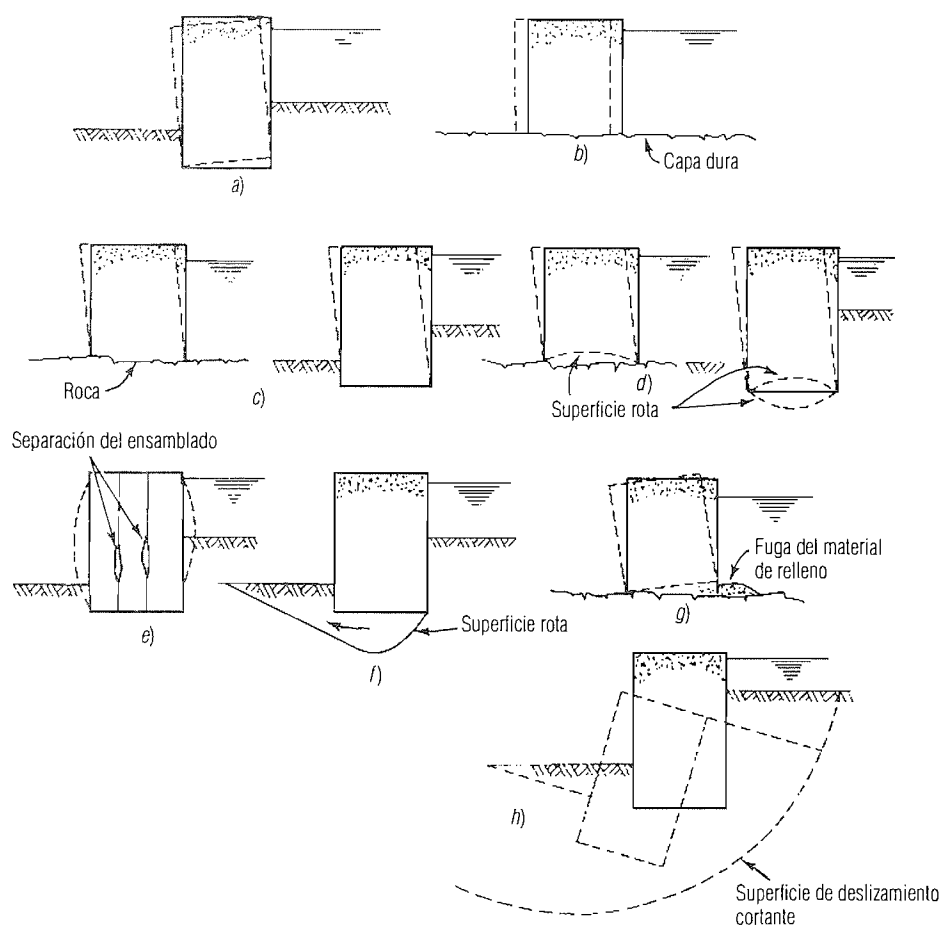


Figura 10.25. Modos de fallas de las ataguías celulares.

10.6. ATAGUÍAS CON MUROS DE CONCRETO

10.6.1. Pilotaje perforado y colado en sitio

Una ataguía formada por una fila de pilotes perforados y colados en sitio, hincados uno en estrecho contacto con otro, constituye un tipo de construcción muy útil, propia para situaciones donde las limitaciones de espacio libre impiden el manejo de las tablestacas de acero o donde es necesario evitar las vibraciones del hundimiento de los pilotes. Las ataguías de los pilotes perforados se pueden usar también en suelos que contengan pedregones que pueden fisurar las tablestacas de acero o causar que se salgan del ensamblaje. Sin embargo, los pilotes perforados que son hundidos en suelo rocoso resultan una forma muy costosa de construcción.

La dimensión de los pilotes depende de la presión ejercida por el agua retenida y el suelo, y también por el espaciamiento de los largueros. Comúnmente se usan los diámetros de 300 mm a 1 m y los pilotes son reforzados contra las fuerzas flexionantes. La figura 10.26 muestra un ejemplo de una excavación profunda en el Newcastle-upon-Tyne que es soportado por pilotes contiguos perforados. Allí donde se usa este

tipo de soporte en las ataguías para evitar una corriente pesada de agua subterránea, se debe usar sistema "secante" de los pilotes perforados y ensamblados en suelos permeables, como se describe en la sección 5.4.5.

10.6.2. Muros de diafragma continuos

El uso de los métodos de agarre y de barrenado para excavar zanjas soportadas por lodo de bentonita para la construcción de muros en el sótano se describen en la sección 5.4.4. Se pueden usar técnicas similares para la construcción de ataguías con muros de concreto. El suelo dentro de las ataguías es subsecuentemente excavado y el soporte dado a los muros de concreto es por medio de apuntalamientos o de anclajes atados hacia atrás.

Como una alternativa para la colocación del concreto en la zanja rellena de lodo, se pueden usar placas forradas de acero rigidizadas y en una zanja angosta. En las excavaciones circulares y absolutamente pequeñas, las placas forradas se pueden diseñar para ser su propio soporte.

Otro método para formar un diafragma impermeable es usando el proceso de E.T.F. Éste emplea una sección H de acero pesado que se hunde con un equipo guía hasta la penetración



Figura 10.26. Pilotes contiguos perforados usados para soportar una excavación profunda. (Los pilotes se fijan por medio de un sistema de anclajes en tierra y con largueros de acero.)

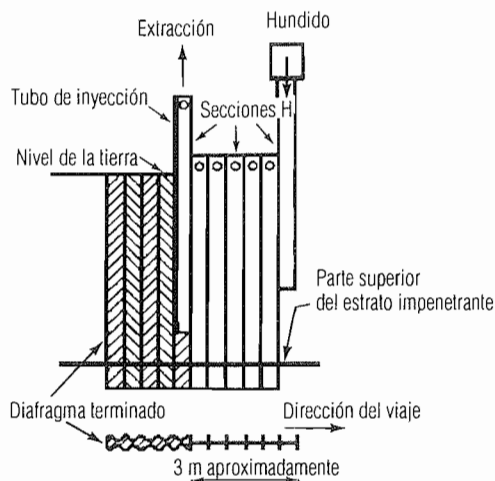


Figura 10.27. Diafragma continuo construido mediante el proceso E.T.F.

requerida. Se inyecta después lechada de cemento-arcilla hacia el fondo a través de un tubo fijado en la trama de la sección H. La sección se retira mientras continúa la inyección; de este modo, la lechada rellena el hueco dejado hasta formar una sección del diafragma continuo (figura 10.27). En un proceso desarrollado por GKN-Keller, una unidad vibratoria con aspas anchas se usó para formar la ranura en el terreno.

Si el suelo es apropiado, se puede hacer un muro de diafragma estabilizando el suelo *in situ* con cemento usando una barrena agitadora o un taladro rotatorio colocado con una perforadora de colado pesado. Este método se puede usar en arenas y gravas.

10.6.3. Bloques de concreto precolado

Los bloques de concreto precolado se pueden usar para formar presas por gravedad. Este método se limita a circunstancias especiales, como la repetición de trabajo en longitudes cortas de una ataguía donde no se desea el uso de apuntalamientos o donde, por una razón u otra, la ataguía con tablestaca de acero de doble muro no se puede adoptar. Como las represas de bloque de trabajo son pesadas y susceptibles a los asentamientos diferenciales muy pequeños que pueden causar que el bloque de trabajo se abra en las juntas, no se deben usar en suelo de baja capacidad de carga.

Normalmente es necesario construir los bloques en excelentes tolerancias con juntas en cola de milano o empalmadas para dar impermeabilidad y estabilidad contra el deslizamiento. También se deben colocar en un lecho de concreto colocado cuidadosamente con listones guías y sucesivamente colo-

carse los amarres para asegurar que las juntas estén cerca. Esto implica demasiado trabajo para los buzos y también el colocado y enlazado de unidades pesadas. Por lo tanto, las represas de los bloques de trabajo son, por lo general, un costo inconveniente usado solamente en circunstancias especiales.

10.6.4. Ataguías con muros de concreto

Son necesarias formas elaboradas de ataguías donde las altas velocidades y niveles de agua deben ser resistidas. Los cascos de concreto circulares y semicirculares se usaron para el dique Kariba.^{10.14} Lo más espectacular de estos cascos fue la ataguía circular de 115 m de diámetro por 43 m de altura para la construcción en la escarpa del lado derecho. La sección de agua bajo el muro de concreto fue de 3.6 m de espesor en la base, disminuyendo a 1.2 m en la parte superior. Estas represas han resistido, con gran éxito, las inundaciones inauditas en el río Zambesi.

10.7. ATAGUÍAS MÓVILES

Donde hay una cantidad considerable de trabajo repetido en cimentaciones bajo el agua, así como en las pilas de puentes de varios tramos de ríos o en grandes rompeolas, es de gran ayuda económica diseñar las ataguías de manera que sean movibles desde una sola unidad de una cimentación a otra.

Las ataguías móviles y de flotación fueron usadas para 41 de los pilares del puente Storstrøm, en Dinamarca.^{10.15}

Aunque este puente fue construido hace muchos años, es un buen ejemplo de ingenio en la construcción de trabajos temporales, y un tributo para el genio que lo diseñó, el señor G. A. Maunsell. Las ataguías fueron doblemente amuralladas con cascos de acero de forma ovalada, los cuales se hicieron flotar a la posición y hundidos hasta el fondo del mar donde fueron cercados por tablestacas de acero y el concreto depositado dentro de ellas para formar las bases de las pilas del puente. Las ataguías sirvieron para cuatro propósitos:

1. Como plataformas de trabajo para la planta de construcción.
2. Como guías para el hincado de los anillos de las tablestacas.
3. Como ataguías.
4. Como cimbra para las porciones debajo del agua de los pozos de las pilas (sólo tipos externos).

Se pusieron dos de estos tipos. El tipo interno se diseñó para permitir que la ataguía fuese bombeada en seco antes que la losa de la base fuera colada; en este tipo, la tablestaca fue llevada hacia afuera de la unidad. El tipo externo se diseñó para condiciones pobres de cimentaciones donde las ataguías no se pueden bombear en seco; en esta unidad la tablestaca se hundió hacia adentro del casco y el concreto colocado bajo del agua. Dos unidades internas se colocaron para 27 pilas y otras dos externas para las 14 pilas restantes.

El primer paso fue llevar un anillo de pilotes de madera usando una planta de flotación, alrededor del lugar de la pila. La parte superior de los pilotes fue cuidadosamente elevada hacia o cerca del fondo del mar por buzos. Después, la unidad de la ataguía fue puesta a flote con una grúa montada en ella y sumergida hasta que descansara en la cubierta de los pilotes de madera. El hundimiento se realizó mediante la expulsión de aire de los compartimientos entre el revestimiento de acero. En algunos casos las tablestacas se montaron alrededor de las unidades antes de que dejaran la bahía, y en otros, fijadas después de hundir la unidad. En el caso de las unidades externas éstas fueron colgadas alrededor del revestimiento interior. Después fueron hincadas las tablestacas por un martillo de doble acción debajo del agua hasta que su parte superior se nivelara con una traca de fondo de la unidad (figura 10.28a). A la parte superior de las tablestacas se le colocó un bloque de madera dura que hizo contacto cercano con un larguero de acero colocado alrededor de la parte de fuera de la traca del fondo de las unidades internas. El espacio que quedaba fue calafateado por los buzos con ropa impregnada de cebo. En el caso de las unidades externas, el espacio en forma de V, entre las placas de cubierta interior inclinadas y los pilotes, se sellaron con concreto bajo el agua colocado por los buzos.

Después se bombearon las unidades internas en seco y la excavación de la base de la pila se hizo a mano (figura 10.28b). Se coló la losa de la base en seco usando las placas de cubierta interior como cimbra (figura 10.28c). Cuando el concreto había sido colocado hacia adentro de 2.5 m del nivel del mar, la unidad se puso a flote hacia afuera. Los postes cubiertos se pusieron entre las placas de cubierta para ayudar a romper la adhesión del concreto a las placas interiores, aunque esto, generalmente, no es necesario. Las unidades tenían una corriente de aire muy profunda para ponerlas a flote sobre las partes superiores de las pilas en una quilla de nivel, entonces, para carenarlas, se bombeó el agua hacia un lado. (figura 10.29).

El concreto en la losa de la base y en el pozo de las unidades externas se colocó en su totalidad bajo el agua. La losa de

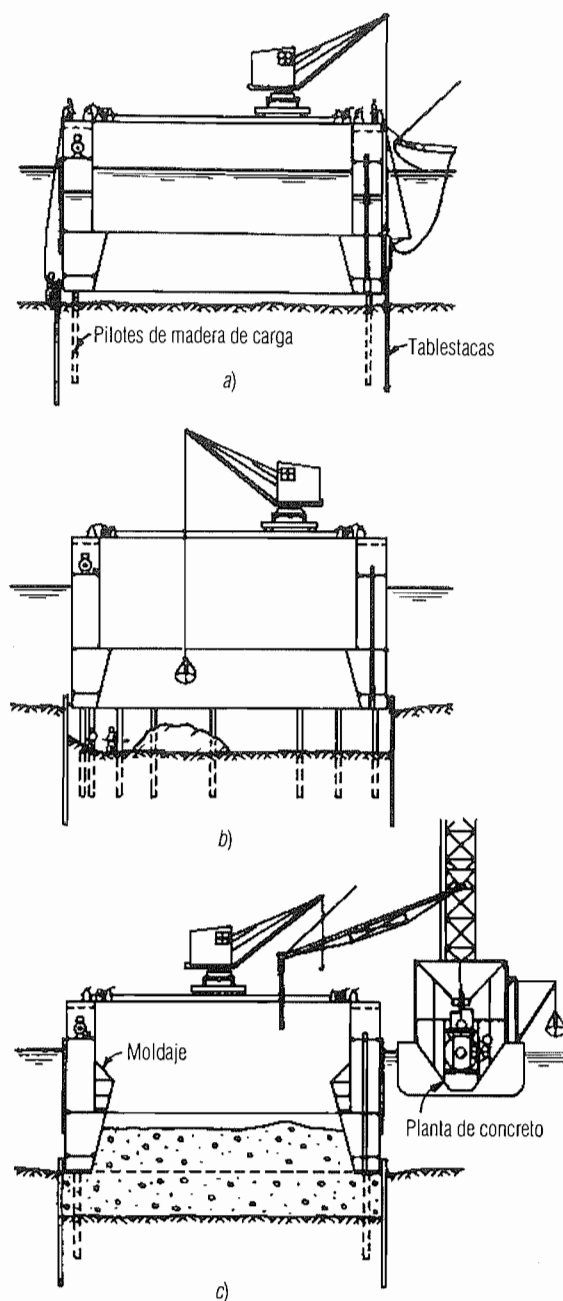


Figura 10.28. Construcción de pilas con ataguías provisionales móviles, Storstrøm, Dinamarca (tomado de Maunsell y Pain^{10,15}).

la base fue dividida en 10 compartimientos por medio de paneles de armado verticales puestos por buzos. Esto se hizo para limitar el fluído del concreto, desde el tubo *tremie* a no más de 3 m en cualquier dirección.

Después de flotar fuera las unidades de las ataguías, las pilas se terminaron flotando hacia afuera y hundiéndolas hacia el pozo; una sección con casco de concreto precolado formaba el "cuerpo del centro" de la pila (figura 10.30). Ésta

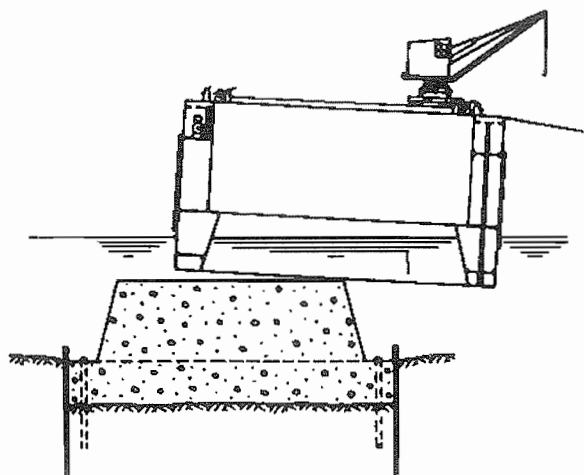


Figura 10.29. Unidad de carenero de la ataguía sobre la base terminada de la pila.

fue rellena con concreto y unida al pozo del pilote luego que las porciones superiores de las pilas se colaron entre la cimbra de forma usual.

10.8. CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES BAJO EL AGUA

10.8.1. Condiciones de trabajo

Las siguientes son algunas notas de los métodos de colado bajo el agua y de construcciones generalmente bajo el agua. Las circunstancias típicas para elegir una construcción bajo el agua son relativamente a pequeña escala o un trabajo no repetitivo de cimentación en agua profunda donde el costo de las ataguías o cualquier otro trabajo temporal puede exceder en alto grado las estructuras de las cimentaciones permanentes, o en lugares donde las condiciones de estabilidad para las ataguías o los cajones son tales que la seguridad contra los "golpes" o los conductos sólo se puede obtener con un alto costo. Otros trabajos bajo el agua incluyen un apuntalamiento fijo para los pilotes hundidos desde una planta de flotación o andamiajes; cortando las tablestacas o los pilotes de carga cuando se mueven las estructuras temporales, o en un sitio de espacio libre y barrenado bajo del agua y una voladura explosiva para remover la roca.

La construcción bajo el agua demanda una técnica especial, y el trabajo permanente se debe diseñar tomando esto en cuenta. La simplicidad es la característica esencial; por ejemplo, una masa de concreto en lugar de concreto reforzado y

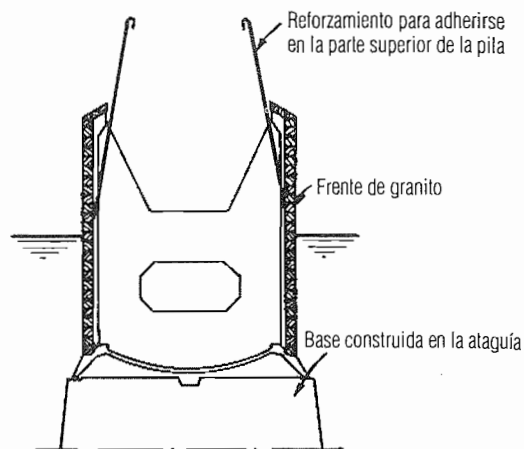


Figura 10.30. Sección cruzada de la mitad del cuerpo de la pila.

contornos simples para evitar cimbras complejas bajo el agua.

Aunque el trabajo bajo el agua pueda continuar con poco impedimento, en aguas en zonas de abrigo dicho trabajo, en mar abierto, es enteramente dependiente de las condiciones del clima. El esquema debe permitir que ocurran las peores tormentas pronosticadas durante el periodo de construcción. Es una locura confiar en que tales tormentas no ocurrirán, ni su efecto será el de destruir la planta de construcción y el trabajo parcialmente terminado. El método más seguro es el diseño que permita que los buques de la construcción puedan ser rápidamente librados y llevados a refugio seguro, dejando las cimentaciones no terminadas en condición estable. Deben salvaguardarse adecuadamente las estructuras temporales y permanentes y la planta de construcción flotante. Es imposible hacer un programa bueno y rápido para un trabajo emprendido en aguas abiertas. Aun si las tormentas no ocurren, los siguientes son factores limitantes:

a) El traslado de un hombre desde lanchas o barcos pequeños para fijar los andamiajes es bastante difícil en olas con altura mayor de 1 m y virtualmente imposible en olas con una altura mayor de 1.5 m.

b) El levantar materiales pesados con una grúa en un andamiaje fijado desde la cubierta de barcos pequeños o manejar los materiales con una grúa montada en pontón, es difícil en las olas con una altura mayor de 1 m y peligroso en las olas de más de 1.5 m de altura. El desprendimiento de la cuerda de la grúa puede resultar en una carga temporal en la grúa de varias veces el peso muerto de la carga ya levantada.

c) Es difícil hacer que los buzos usen trajes convencionales para buceo fuera del agua hasta la barcaza o hacia

una escalera de mano fija en olas altas de más de 1 m, aunque puedan trabajar en condiciones más severas con sus propios equipos.

d) Las operaciones de buceo son más difíciles en corrientes de más de dos nudos.

e) Los buzos no pueden emprender periodos largos de trabajo en aguas profundas de cerca de 15 m sin periodos largos de descompresión durante su ascenso, o en las cámaras de descompresión en el lugar.

Los factores arriba mencionados son, por supuesto, aplicables a un trabajo ordinario de construcción. Se han desarrollado largas barcasas de grúa, incluyendo plataformas de trabajos semisumergibles, vehículos para trabajos bajo el agua y equipo de buceo para aguas profundas, para el trabajo de construcción a mar abierto y para aguas profundas para el Mar del Norte y áreas petroleras en alta mar. Estas facilidades son para aumentar la capacidad de operar en condiciones del mar de mayor intensidad que los arriba mencionados. Más información sobre la construcción bajo el agua de proyectos de apuntalamiento próximos se proporcionan en un artículo de Malcolm y Lewis.^{10.16}

10.8.2. Excavación

Las excavaciones sobre las áreas limitadas en el trabajo de cimentaciones son normalmente llevadas a cabo por medio de trascavos, con las grúas operando desde los pontones o andamiajes. Las cantidades pequeñas de excavación pueden, sin duda, ser llevadas a cabo con buzos usando un equipo de levantamiento de aire, de los modelos ilustrados en la sección 6.5.7.

Ahí donde es necesario barrenar y explotar las rocas bajo el agua, el trabajo se lleva a cabo totalmente por buzos, si el área a ser excavada es pequeña. Los buzos pueden barrenar con martillos perforadores manuales en profundidades de agua hasta de 15 m sin ninguna modificación en las normas de las herramientas; aunque sería bueno llevar una pipa de escape de largo diámetro hacia arriba de la superficie para prevenir las burbujas de salida que impiden la visibilidad de los buzos y para sobreponerse a la presión sobre la herramienta. En agua profunda es ventajoso incrementar la presión del suministro de aire para asegurar una eficiente operación de las herramientas. El barrenado bajo el agua con martillos perforadores de mano no es difícil en rocas duras, pero en rocas frágiles como la roca arenosa erosionada,

marga o piedra caliza débil, las herramientas tienden a atascarse y el buzo no tiene la sensibilidad de tocarlas, ni tampoco la habilidad suficiente para levantar, fácilmente, un barrenado pesado para liberar el acero de la barrena. Las excavaciones hechas por buzos en las rocas quebradizas producen cierta turbiedad en el agua que provocan una visibilidad nula. El material suave y suspendido se debe limpiar con un chorro de agua/aire e impulsarlo hacia la superficie por medio de un eyector. Para el barrenado y para la explosión en las áreas amplias, el método más eficiente es barrenar desde los pontones o barcasas con múltiples barrenas montadas en éstos o, también, desde andamiajes transportables, levantados y movidos en cada punto con una grúa de flotación.

10.8.3. Colado bajo el agua

El concreto que es depositado bajo el agua nunca queda tan firme como el puesto en seco. Siempre hay una tendencia del cemento de deslavarse o que el agregado fino se segregue desde lo grueso. Por lo tanto, el concreto colado bajo el agua se debe considerar normalmente como una capa de sellado que permite que desde una ataguía, un cajón o una cimentación de caja profunda se bombee para secar, para el colado subsecuente de concreto estructural principal. Sin embargo, donde las circunstancias son tales que todo trabajo del concreto se deba llevar a cabo bajo el agua, se debe tener cuidado a cada paso para asegurar un trabajo firme. El cemento extra sobre o bajo que se requiera para la fuerza de compresión se debe aumentar a la mezcla, aunque demasiado cemento resulta en excesiva lechosidad formada en la superficie de las capas. Es importante, también, colar el concreto bajo el agua en una superficie firme limpia. Después del dragado, la superficie se debe nivelar arrastrando una viga pesada de acero a través de la misma. Si la superficie está en roca, cualquier protuberancia mostrada por la draga debe ser nivelada por un buzo. Si la superficie está sobre arcilla, lodo o arena suelta, se debe poner un techo de roca aplanada y quebrada, y apisonarse con la draga. Donde la superficie se debe nivelar con exactitud para recibir un cajón de caja o bloque de trabajo, se tiene que emparejar por los buzos y trabajarse con una plantilla para la nivelación o enrasamiento a través de un par de rieles de acero cuidadosamente nivelados. Se aconseja un estrato engravillado de concreto o lechada de arena/cemento sobre la capa de piedra quebrada donde se tiene que poner el concreto reforzado o los bloques de trabajo.

Para pequeños espesores de concreto en los cuales el contorno sólo necesita ser aproximado, como la protección del fondo marino para los pilotes o las pilas, la cimbra puede consistir de concreto en bolsas (figura 10.31a). Las alturas mayores de levantamiento, o los levantamientos sucesivos, se pueden hacer con una cimbra dada por el bloque de trabajo de concreto precolado (figura 10.31b). Una cimbra de acero se requiere para los levantamientos altos y todas las estructuras bajo el agua donde es necesaria la regularidad del contorno. Las cimbras se deben diseñar para ensamblarse en unidades sobre el agua, de preferencia con el refuerzo fijo al interior de aquellas antes de que toda la cimbra sea bajada al fondo. Las aberturas entre el fondo de la cimbra y el lecho de roca quebrada o la capa engravillada se pueden rellenar con concreto embolsado o con un laminado pesado de plástico. Las cimbras no se deben diseñar para apuntalarse externamente pero sí como unidades con soporte propio con el empuje en los paneles llevados por amarres cruzados sobre o debajo de la superficie terminada (figura 10.31c). Cualquier conexión bajo el agua, hecha entre las unidades de cimbra, debe ser lo más simple posible con conexiones fijas o de espigas, evitando en lo posible los pernos.

Colocación

El colado de concreto bajo el agua se lleva a cabo por los siguientes métodos:

- Bolsas.
- Cubiletes de carga y descarga en el fondo.
- Tubo *tremie*
- Agregado precolado y lechado (concreto preempacado).

El concreto colocado por los buzos vaciándolo de las *bolsas* se limita a cantidades pequeñas ya que el trabajo es lento y laborioso. Las bolsas están hechas de lona o polietileno de cerca de 0.5 m de diámetro y 1.2 m de largo. El fondo se cierra por un tramo de cadena o cuerda con un nudo de desliz que es liberado por el buzo. Donde el concreto se refuerza en *bolsa de trabajo*, éstas se deben rellenar sólo parcialmente (de 2/3 a 3/4). Los buzos arman las bolsas en filas juntas con las bocas de los sacos lejos de la cara. Las bolsas son apisonadas planamente mientras se colocan. Los clavos grandes de acero se pueden hincar a través de la fila sucesiva para mantenerlas juntas.

Los *cubiletes de carga y de descarga en el fondo* se diseñan para descargar sus contenidos después de haberse bajado

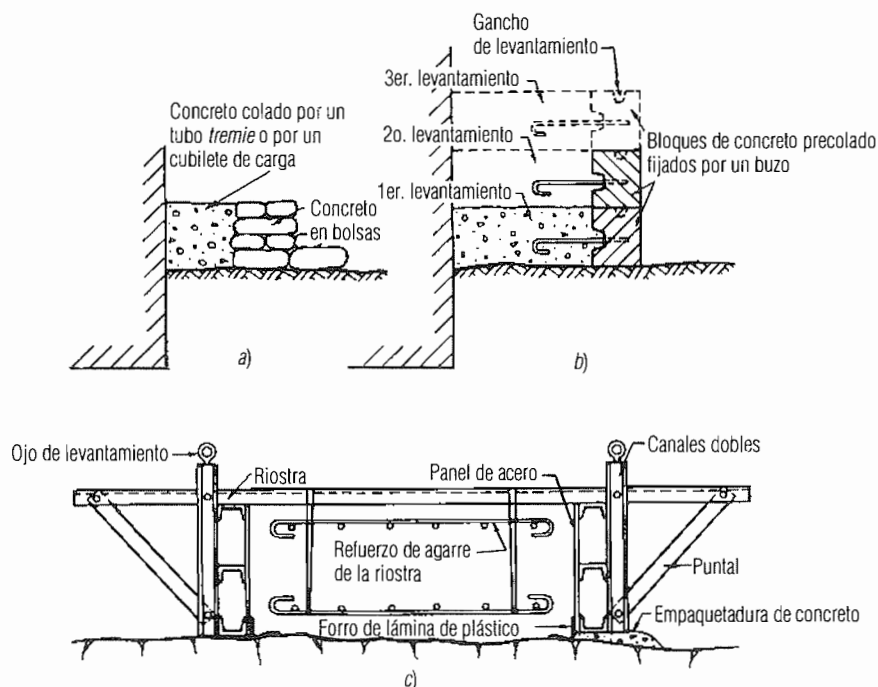


Figura 10.31. Tipo de moldajes bajo agua. a) Bolsa de concreto. b) Bloques de concreto precolado. c) Paneles de acero apuntalados.

hasta el fondo. La puerta libera el mecanismo que se puede activar por el cubilete de carga descansándolo en el fondo, o el cubilete de carga puede ser provisto con picaporte operado desde fuera por el buzo o por una tira de alambre hacia la superficie. Estos cubiletes deben ser provistos con cubiertas para evitar que el cemento sea lavado mientras baja a través del agua. El concreto no debe caer o gotear a través del agua, y el mecanismo se debe supervisar para asegurar que la puerta haya sido abierta antes de que el cubilete de carga sea levantado a través del agua.

El tubo *tremie* se fabrica con un número de tramos de 150-250 mm de diámetro de tubos de acero con juntas de rápida liberación. Un tanque alimentador se coloca en la parte superior. El tubo *tremie* se cuelga desde una grúa o un caballete y se baja hasta que la punta más baja casi toque el fondo (figura 10.32). Un tapón de poliestireno, cortado en una forma rugosa y esférica, o un tapón de acero expandible se coloca en la parte superior del tubo y el concreto se tira en la tolva. Estas fuerzas bajan el tapón hasta que es expulsado desde el fondo de la pipa y el concreto fluye hacia afuera. Otro método para prevenir la separación en la primera capa de concreto es introducir una burbuja de aire comprimido en el tubo *tremie* justo bajo el concreto. Un tapón de granos de vermiculita se puede también usar como tapón. Los granos se dispersan en el concreto. Como es importante mantener el fondo del tubo enterrado en el concreto, la tolva se debe mantener bien cargada y, si hay alguna señal de que el tubo se vacía, debe bajar rápidamente para cerrar el fondo. Si hay alguna tendencia de que el concreto se abarrota en el tubo, la

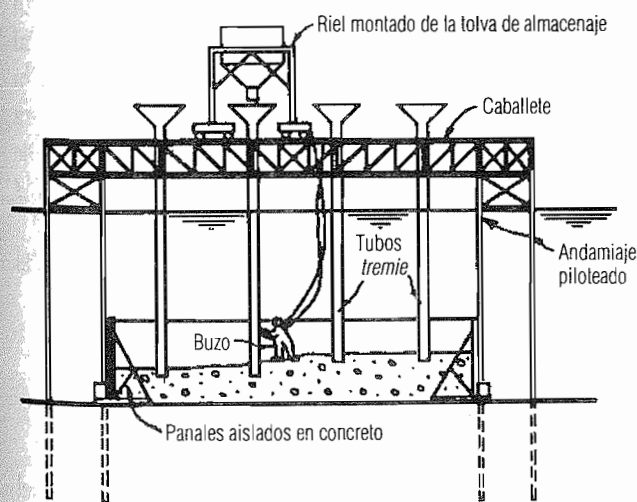


Figura 10.32. Planta de *tremie* para el área larga de colado de concreto bajo el agua.

“trompa” debe ser sacudida hacia arriba y hacia abajo para liberarla. Para colar en áreas grandes se ponen tubos *tremie* centrados entre 2.5-5 m; el objetivo es limitar el fluido del concreto en una dirección horizontal previniendo el refuerzo de una lechosidad excesiva. El concreto se coloca en las tolvas uno por uno en turno, moviéndolo hacia el siguiente cuando el nivel de concreto haya alcanzado los 0.5-1 m. El tubo *tremie* se debe vaciar después de cada turno así como el tapón usado para el relleno. Si el área no es lo suficientemente grande para asegurar un número de tubos, se debe dividir por medio de paneles de acero o de losa de concreto precolado, para asegurarse que el concreto no fluya lateralmente por encima de 3 m. Las bombas de concreto, descargadas ya sea en las tolvas o directamente hacia los tubos *tremie*, son un equipo usual para distribuir largos volúmenes de concreto bajo el agua.

El concreto que va a ser colado por medio de una “trompa” debe tener una ductibilidad adecuada (125-200 mm de fraguado) para permitir que fluya pronto. Malcolm y Lewis^{10.16} declararon que el concreto para trabajos bajo el agua, hecho con cemento de endurecimiento rápido, demostró mayor lechosidad que el concreto de cemento Portland. También citaron el caso de una capa de 1.8 m de grueso colocada a 15 m del agua para sellar un cilindro de 4.4 m de diámetro, cuando se formó una capa de lechada de 0.6 m de grueso. Bouvier^{10.17} hizo un estudio detallado de técnicas de operación de diseño y mezcla para el concreto de “trompa”.

El concreto preempacado tiene ventajas para la construcción bajo el agua, ya que el volumen de los materiales que pasa a través de la mezcladora es sólo un tercio del volumen total del concreto colocado. Esto puede redundar en ahorros de gran importancia en la medida de los pontones o de las barcasas o también en los andamiajes temporales. Estos ahorros son importantes para el trabajo bajo el agua donde el costo de compra o alquiler de la planta de flotación representa una proporción muy alta del costo del trabajo.

Los tubos de lechada con forma de tubos perforados de PVC o de acero, o de cilindros fabricados con metal expandible, se colocan a intervalos, sobre el área a ser colada. Se arroja dentro de la cimbra el agregado grueso de 12.5 mm o preferentemente de 2.5 mm como medida mínima por medio de un cubilete de carga o un conducto. Los tubos de inyección de lechada se bajan a los tubos perforados hasta que sus extremos están casi tocando el fondo. Alternativamente, los tubos de inyección se pueden usar sin los entubados perforados y externos. La lechada se bombea después y se desaloja el agua mientras que el nivel se eleva. Los tubos de inyección se

levantan lentamente hasta que la masa total haya sido lechada. Se hacen sondeos en los tubos perforados intermedios para revisar que el fluido nivelado se haya mantenido. La lechada consiste de una mezcla de cemento y arena y, a veces, de ceniza de combustible pulverizada (ceniza muy fina). Se agregan auxiliares para la ductibilidad, para mejorar las características de flujo. La lechada se mezcla en un recipiente ordinario y se transporta por una bomba de cementación, o en una mezcladora coloidal con una bomba de desplazamiento unida.

El método se debe usar con precaución en el agua de fluido o que contenga limo o materia orgánica, puesto que hay el riesgo de que la lechada sea deslavada del agregado o por último quedar cubierta con limo u otro material que pudiera evitar una adhesión apropiada con la lechada. Las cubiertas de limo en los agregados tienden a ocurrir cuando la excavación bajo el agua se emprende en rocas débiles como la tiza o la marga. Aunque el limo tiende a asentarse lentamente y el agua se aclarará en algún momento, una colocación subsiguiente de agregado se removerá hacia la capa de limo en el fondo y ocasionará que se deposite en las capas bajas del agregado. Los agujeros barrenados de inspección dentro del concreto preempacado de un pilar del puente Arthur Kill en Nueva York^{10,18} mostraron que la base del pilar de 2300 m³, consistente de capas o huecos de agregado suelto, se rodeó por concreto duro. No se pudo confiar en la masa del material para soportar la carga de la estructura del puente y fue necesario barrenar unos agujeros de un gran diámetro para permitir que la base del pilar sea apuntalada por los pilotes.

El suelo del muelle de grava de 6 m de grueso en Scaramanga, Grecia,^{10,19} se coló con métodos de "preempacado". A pesar de que los puntos de inyección en una rejilla de 3 m y de lo cuidadoso en la selección del agregado de una "sola medida" de 80-100 mm, o en el diseño de la lechada de cemento-arena con un agregado de yeso, se presentaron extensas áreas de filtración cuando el muelle fue bombeado hacia afuera por primera vez.

En aguas tropicales hay un riesgo de desarrollo marino alrededor del agregado que ocurre en un periodo relativamente corto y, por lo tanto, la lechada se debe hacer durante los pocos días de la colocación del agregado.

Debido a los problemas con el exceso de lechosidad o de la probabilidad de remiendos de deslechados de agregados remanentes, el autor no recomienda el método de preempaque para las estructuras construidas por entero bajo el agua donde la presión externa del agua se debe resistir o para cualquier estructura en que se requiera de una alta resistencia del con-

creto. El proceso es más apropiado para el trabajo de concreto masivo, como el acorazado de pilas o pilotes, donde el material se coloca dentro de un casco estructural. Como quiera que sea, en todos los casos se requiere de una selección cuidadosa de materiales y de una supervisión estrecha del trabajo, asegurando un nivelado uniforme en el nivel de lechada sobre toda el área colada.

En algunas circunstancias es ventajoso colocar el relleno de la masa como una lechada de arena bombeada sin ningún agregado grueso.

10.9. EJEMPLOS EN EL CAPÍTULO 10

Ejemplo 10.1

La ataguía mostrada en la figura 10.33a es para construirse en zonas al abrigo en aguas con mareas. El límite de la marea es de 7.6 m en la marea alta y de 1.5 m durante las mareas bajas. El nivel de excavación en arcilla rígida es de 1.6 m bajo el nivel del fondo marino, o a 9.3 m bajo la altura más alta del agua.

La ataguía se debe diseñar para la máxima altura del agua que ocurre algunas veces en el nivel más alto (8.3 m sobre el dato). En esta etapa el nivel máximo es de 9.3 m sobre el nivel de la excavación cuando la ataguía se termina y desagua. Dado que los pilotes no se deben hincar profundamente bajo el nivel del fondo del mar y la longitud total no es muy grande, se puede trabajar hacia el límite más alto de esfuerzos, para el acero templado, y usar una sección relativamente ligera, digamos Larssen núm. 2 (módulo de la sección = $Z_p = 850 \text{ cm}^3/\text{m}$), o Frodingham núm. 2N ($Z_p = 1150 \text{ cm}^3/\text{m}$). En la sección 10.2.2, la profundidad desde la parte superior al segundo larguero es $= h_{\text{máx}} = \sqrt[3]{(0.2557 \times 850)} = 6.0 \text{ m}$ para los pilotes Larssen núm. 2. La profundidad máxima para el tercer larguero es $= 1.6 \times 6.0 = 9.6 \text{ m}$. No se requiere de un cuarto larguero. Véase la figura 10.33a para las posiciones reales de los largueros.

Del diagrama de presión (figura 10.33b), la carga en el segundo larguero se obtiene por

$$\frac{4.15 \times (26.0 + 67.5)}{2} = 194 \text{ kN/m corrida.}$$

Esto se soporta como una serie de puntos de carga en el larguero, igual a la distancia entre los centros de las artesas, es decir, a 400 mm a centros. Se pueden considerar los punta-

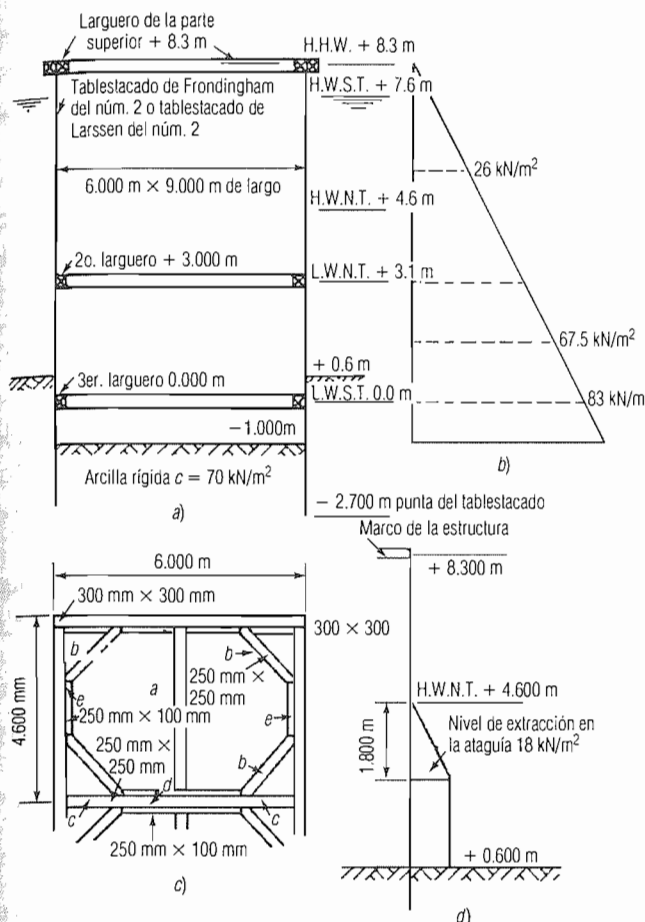


Figura 10.33. a) Sección cruzada. (NOTA: no se muestran los miembros verticales de apuntalamiento y otros detalles.) b) Diagrama de presión. c) Mitad del plano mostrando el arreglo de los puntales y de los agregados. Se muestran los miembros verticales de apuntalamiento. d) Condiciones de la presión antes de fijar el segundo marco.

les a 1.5 m a centros para largueros de 300 x 300 mm (un apuntalamiento de madera sería preferible respecto al acero para esta pequeña estructura). De este modo, en una extensión de 1.5 m se obtienen tres puntos de carga cada uno de $194 \times 0.4 = 77.6$ kN. Para un solo larguero apoyado, el momento flexionante en una distancia media (tomando un orden simétrico para los tres puntos de carga en la distancia de 1.5 m) se obtiene por

$$0.75 \left(77.6 + \frac{77.6}{2} \right) - (0.4 \times 77.6) = \underline{\underline{56.3 \text{ kN m.}}}$$

Los largueros serán continuos sobre más de tres extensiones y por lo tanto se pueden tomar aproximadamente dos tercios de este momento flexionante para la continuidad. Por lo tanto,

Momento flexionante para los claros continuos

$$= \frac{2}{3} \times 56.3 = 37.5 \text{ kN m.}$$

El momento de resistencia de una madera de 300 x 300 mm es de 55.7 kN m para un esfuerzo máximo de la fibra en tensión de 12.4 N/mm². Los momentos flexionantes en los claros extremos de los largueros serán más altos que 37.5 kN m, pero estos claros son sólo de cerca de 1.2 m. El arreglo de los largueros y de los apuntalamientos mostrado en la figura 10.33c brinda cierta economía en la longitud de los apuntalamientos y un espacio libre máximo para la excavación y el colado. La carga en el puntal $a = 194 \times 1.5 = 291$ kN. Para un puntal de 250 x 250 mm,

$$\frac{\text{Longitud efectiva}}{\text{Radio menor de giro}} = \frac{4.1}{\sqrt{\left(\frac{1}{12} \times \frac{0.25 \times 0.25^3}{0.25 \times 0.25} \right)}} = 57.$$

La reducción del coeficiente en los esfuerzos básicos de trabajo de la tabla 7.2 es 0.75 y por lo tanto, el esfuerzo de trabajo seguro para esfuerzos básicos de 10.3 N/mm² en compresión $= 7.72$ N/mm².

$$\text{Esfuerzo real en el puntal} = \frac{291 \times 10^3}{250 \times 250} = 4.65 \text{ N/mm}^2.$$

Por lo tanto, un puntal de 250 x 250 mm será satisfactorio para los apuntalamientos *a*.

Considerando el puntal diagonal *b*,

Longitud sin apoyo = 1.8 m (es decir),

$$\text{Carga en el puntal} = 194 \times 1.5 \times \sqrt{2} = 411 \text{ kN.}$$

Para puntales de 250 x 250 mm,

$$\frac{\text{Longitud efectiva}}{\text{Radio menor de giro}} = \frac{1.8}{\sqrt{\left(\frac{1}{12} \times \frac{0.25 \times 0.25^3}{0.25 \times 0.25} \right)}} = 25.$$

La reducción del coeficiente de la tabla 7.2 es de 0.94 y por tanto

El esfuerzo de trabajo seguro $= 9.7$ N/mm²,

$$\text{Esfuerzo real de trabajo} = \frac{411 \times 10^3}{250 \times 250} = 6.57 \text{ N/mm}^2.$$

También se pueden usar maderas de 250×250 mm para los puntales c si se coloca una riostra vertical en la unión de los puntales diagonales.

Considerando los puntales d ,

$$\text{Carga en puntal} = 194 \times 4.5 = 873 \text{ kN}$$

$$\text{Longitud sin apoyo} = 1.2 \text{ m}$$

Si se usa una madera de 250×250 mm y dos maderas de 250×100 mm, y dando por supuesto que los miembros están atornillados seguramente para actuar juntos, entonces

$$\frac{\text{Longitud efectiva}}{\text{Radio menor de giro}} = \frac{1.2}{\sqrt{\left(\frac{1}{12} \times \frac{0.25 \times 0.45^3}{0.25 \times 0.45}\right)}} = 9$$

La reducción del coeficiente de la tabla 7.2 es de 0.98 y por lo tanto,

$$\text{Esfuerzo de trabajo seguro} = 10.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Esfuerzo real de trabajo} = \frac{873 \times 10^3}{450 \times 250} = 7.76 \text{ N/mm}^2$$

Un compactador de 250×100 mm se puede colocar en e para soportar el empuje desde los puntales diagonales.

Al considerar la presión de carga en los largueros de los puntales,

$$\text{Carga en los puntales } a = 291 \text{ kN}$$

$$\text{Presión de carga en los largueros}$$

$$= \frac{291 \times 10^3}{250 \times 250} = 4.65 \text{ N/mm}^2$$

lo cual es sólo ligeramente mayor que la presión permisible perpendicular al grano de 4.1 N/mm^2 . Por lo tanto no será necesario insertar un relleno de madera dura.

Considere las condiciones abajo del marco del fondo. Se puede presuponer que el agua se filtra hacia abajo en una estrecha abertura entre la arcilla y las tablestacas; entonces habrá una presión hidrostática en la parte exterior de los pilotes, además de una presión activa en el suelo. Esto será resistido por el contrabalance de la presión hidrostática en el interior y la resistencia pasiva del suelo. Del diagrama de presión,

$$\text{Presión hidrostática al tercer marco} = 83.0 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Presión hidrostática en el fondo de la tablestaca de } 11.0 \text{ m de largo} = 110 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Presión hidrostática total} = \underline{260 \text{ kN/m corrida.}}$$

La presión activa del suelo al nivel del tercer marco es insignificante. La presión activa del suelo en el fondo de la tablestaca por la ecuación de Bell es

$$\gamma z - 2c = 8.8 \times 3.3 - 2 \times 70$$

la cual es negativa. Por lo tanto, únicamente la presión hidrostática debe ser resistida en el corto plazo. El contrabalance de la presión hidrostática en el fondo de la excavación es de cero.

La presión de contrabalance en el fondo de la tablestaca, considerando sellada la arcilla en este punto, es

$$10.0 \times 1.7 = 17.0 \text{ kN/m}^2$$

El total de la presión hidrostática de contrabalance es

$$\frac{1}{2} \times 1.7 \times 17.0 = 14.5 \text{ kN/m corrida.}$$

La resistencia pasiva del suelo en el corto plazo hacia el fondo de la tablestaca se obtiene por

$$\gamma z + 2c = 8.83 \times 1.7 + 2 \times 70 = 155 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{La resistencia pasiva del suelo al nivel de la excavación es } 2 \times 70 = 140 \text{ kN/m}^2$$

El total de la resistencia pasiva es

$$\frac{1}{2} \times (140 + 155) \times 1.7 = 251 \text{ kN/m (corrida).}$$

El total de la resistencia pasiva más el contrabalance de la presión hidrostática es de $251 + 14.5 = 265.5 \text{ kN/m (corrida)}$, que excede la presión hidrostática en la parte exterior. Se puede aconsejar también revisar la resistencia pasiva usando los parámetros drenados de esfuerzo cortante c' y ϕ' , tomando en cuenta la filtración hacia arriba a través de las grietas de arcilla.

Considere finalmente las condiciones para desaguar la atagüa provisional para fijar la segunda estructura.

Si esto se realiza durante el periodo de marea baja, al bajar el nivel de la segunda estructura, la corriente externa de agua

de la ataguía en altos niveles de marea baja es de 1.8 m (figura 10.33d). Por lo tanto, el total de la presión en exceso fuera de la tablestaca es

$$\frac{1}{2} \times 1.8^2 \times 10.0 + 1.8 \times 10.0 \times 2.2 = 55.8 \text{ kN/m a lo largo del muro,}$$

Claro de la tablestaca desde la parte superior de la estructura hasta el nivel del fondo del mar = 7.7 m,

$$\text{Claro efectivo} = 7.7 + 0.1 \times 7.7 = 8.47 \text{ m.}$$

El momento máximo flexionante en la tablestaca al exceso de presión tomando en cuenta que el apilamiento se debe fijar por completo en el terreno apoyado simplemente en el larguero del tope, es aproximadamente = 65.4 kN m/m largo del muro.

Un módulo de sección requerido para pilotaje de N/mm² de esfuerzo del lado de la seguridad se obtiene por

$$\frac{65.4 \times 10^6}{165} = 396 \times 10^3 \text{ mm}^3/\text{m largo del muro.}$$

Por lo tanto, el apilamiento núm. 2 de Larssen ($Z_p = 850 \text{ cm}^3/\text{m}$) es lo suficientemente fuerte para esta etapa de desagüamiento. Sin embargo, sería imprudente quitar el agua de la ataguía a un nivel de + 2.8 m en los periodos de marea baja, a menos que el trabajo de fijación del larguero se realizara sólo sobre el rango de + 6-0 y que se permita que la ataguía sea parcialmente rellena mientras la marea asciende, aproximadamente al nivel + 6.

Ejemplo 10.2

La ataguía de 21 m por 9 m para las pilas de un puente de río mostrado en la figura 10.34a se coloca a 15 m del agua, a un nivel de inundación estimado más alto. El fondo del río consiste de 5.5 m de limo blando superpuesto a arena densa de carga de agua. Las perforaciones mostraron que el máximo volumen de agua en la capa de arena es de 12.2 m sobre el nivel del fondo del río. Es necesario cimentar la pila en el estrato de arena densa, tomando el nivel de la cimentación a 1.0 m dentro de la arena.

En las condiciones mostradas en la figura 10.34a sería imposible quitar el agua de la ataguía para colocar la base

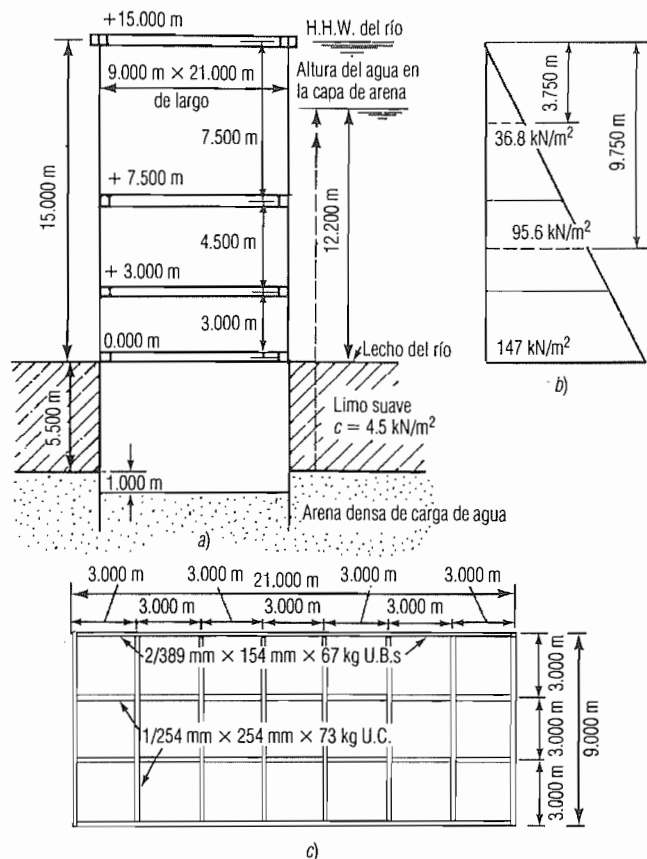


Figura 10.34. a) Sección cruzada. (NOTA: no se muestran los miembros verticales de apuntalamiento y otros detalles.) b) Diagrama de la presión. c) Distribución de largueros y puntales.

de concreto en seco. En primer lugar, al bombear hacia abajo del nivel para fijar el primer marco de apuntalamiento, daría un excesivo momento flexionante en el apilamiento, a menos que se adoptara un antieconómico espacio cerrado de marcos; y, en segundo lugar, las tablestacas se deben manejar por lo menos a 15 m debajo del nivel de excavación para evitar los drenes después de bombear hacia abajo. Esto sería imposible en las condiciones del terreno. Por lo tanto, la ataguía se debe diseñar para que la base de losa sea colada debajo del agua.

La tablestaca se puede sumergir alrededor de un marco de apuntalamiento prefabricado sujeto a los pilotes de carga, éstos a su vez sumergidos a través del limo blando hasta el estrato de arena densa.

Se requiere una sección pesada de tablestacas de alta resistencia en vista de la longitud a ser hundida para economizar el trabajo bajo el agua, de la fijación de los marcos de apuntalamiento.

Sería también recomendable trabajar en el límite más

bajo de esfuerzos para un acero de alta resistencia en vista de las serias consecuencias de fallas.

Si el apilamiento de Larssen núm. 5 se adopta,

$$Z_p = 2962 \text{ cm}^3/\text{m largo corrido},$$

o si el de Frodingham núm. 5 se prefiere,

$$Z_p = 3168 \text{ cm}^3/\text{m largo}.$$

La altura máxima entre el tope y el segundo larguero de la sección 10.2.2 es

$$h_{\text{máx}} = \sqrt[3]{(0.2712 \times 2962)} = 9.3$$

Profundidad desde el tope del larguero hasta el tercer marco $= 1.6 \times 9.3 = 14.9 \text{ m}$.

Profundidad desde el tope hasta el larguero del cuarto marco $= 2.03 \times 9.3 = 18.9 \text{ m}$

El cuarto marco se deberá levantar a 15 m del nivel para traerlo sobre el fondo del río y no se puedan colocar más marcos hasta que la losa de la base se haya colado y la atagüa bombeada hacia abajo.

Del diagrama de presión (figura 10.34b).

Promedio de la presión del segundo marco

$$= \frac{3.75 \times 9.81 + 9.75 \times 9.81}{2}$$

$$= 66.2 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto,

$$\begin{aligned} \text{Carga total en el segundo larguero} &= 66.2 \times 6.0 \\ &= 397.2 \text{ kN/m largo} \\ &\quad \text{del larguero} \end{aligned}$$

Para los apuntalamientos que están a 3 m del centro, sería conveniente considerar una carga distribuida uniformemente.

Momento flexionante para los claros simplemente apoyados

$$= \frac{397.2 \times 3^2}{8} = 447 \text{ kN/m}$$

Al tomar dos terceras partes de este valor para los claros continuos,

$$\text{Momento flexionante} = \frac{2}{3} \times 447 = 298 \text{ kN m}$$

Para un esfuerzo de trabajo seguro, de 165 N/mm^2 en un puntal de acero templado, se requiere de un módulo de sección $= 1.81 \times 10^3 \text{ cm}^3$.

Los manuales de estructuras de acero muestran que dos vigas universales de $389 \times 154 \text{ mm}$ por 67 kg se pueden usar (neto $Z = 2 \times 1.095 \times 10^3 = 2.19 \times 10^3 \text{ cm}^3$).

Revisando el esfuerzo cortante

$$\text{Cortante máximo en los largueros} = \frac{397.2 \times 3}{2} = 596 \text{ kN}$$

Esfuerzo cortante en los tramos de los largueros

$$= \frac{596 \times 10^3}{2 \times 9.7 \times 389} = 78.9 \text{ N/mm}^2$$

que está dentro de los límites de seguridad.

Si dos hileras de apuntalamientos longitudinales se colocan, la longitud efectiva de los apuntalamientos cruzados sería de cerca de 2.7 m. La carga máxima en los apuntalamientos es de $595 \times 2 = 1190 \text{ kN}$. Sería conveniente, para detallar el trabajo de acero, no tener los apuntalamientos más profundos que los largueros. Una columna universal de $254 \times 254 \text{ mm}$ por 73 kg de acero ligero soportará una carga concentrada del lado de la seguridad de 1240 kN con una longitud efectiva de 2.7 m.

Sería necesario colocar tramos rígidos a los largueros en las uniones con apuntalamientos y un apuntalamiento diagonal en un plano vertical entre los cuatro marcos para dar la rigidez necesaria contra la distorsión. No es recomendable un apuntalamiento diagonal en un plano horizontal para este caso, puesto que obstruirá las crujías de 3 m^2 a través de las cuales el colado de concreto bajo el agua y el agarre deben tener lugar. Los marcos se deben diseñar para ser levantados y montados desde la barcaza hasta el fondo del río mediante una grúa de flotación. El número de unidades en que el montaje se divide estará regido por la capacidad de la grúa. El acomodo general de todos los marcos de apuntalamiento se muestra en la figura 10.34c.

Sería también recomendable comprobar la estabilidad total de la atagüa contra el volteo por las fuerzas del viento, de las olas y de las corrientes.

Se considerarán ahora los problemas relacionados con la losa de concreto *tremie*. Su espesor se obtiene por el peso requerido para mantener, hacia abajo, 18.7 m el nivel de agua artesiana en el estrato de arena, después que la ataguía ha sido bombeada hacia abajo.

$$\begin{aligned}\text{Presión máxima de levantamiento en la superficie inferior de la losa} &= 9.81 \times 18.7 \\ &= 183 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Al considerar la densidad de 2.40 Mg/m^3 el espesor requerido de concreto es

$$\frac{183}{2.40 \times 9.81} = 7.80 \text{ m}$$

Esto vendría a quedar debajo del cuarto marco que tendría que enterrarse en el concreto o ser levantado sobre el nivel del concreto. Si se revisan los esfuerzos en las tablestacas entre el cuarto marco levantado a 1.8 m sobre el nivel del limo y en el fondo de la excavación antes de colocar el concreto *tremie*.

Las presiones hidrostáticas están balanceadas (considerando que los niveles de agua interior y exterior a la ataguía se mantienen igual).

La presión del suelo en el cuarto marco es cero.

La presión del suelo al nivel de excavación (por la ecuación de Bell) se obtiene por

$$\gamma z - 2c = 8.8 \times 6.5 - 2 \times 4.5 = 48.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\text{Presión total en la tablestaca} &= \frac{1}{2} \times 48.2 \times 6.5 \\ &= 157 \text{ kN/m largo del} \\ &\quad \text{apilamiento.}\end{aligned}$$

Momento máximo flexionante aproximado

$$\begin{aligned}&= 0.128 \times 157 \times 8.3 \\ &= 167 \text{ kN m}\end{aligned}$$

Módulo de sección requerido

$$= \frac{167 \times 10^6}{175} = 0.9 \times 10^3 \text{ cm}^3/\text{m corrido.}$$

El módulo de la sección del apilamiento núm. 5 de Larssen es $2962 \text{ cm}^3/\text{m corrido}$, que es adecuado para esta condición.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 10.1 White, P. y E. A. Prentis, *Cofferdams*, Columbia University Press, Nueva York, 1950.
- 10.2 Packshaw, S., "Cofferdams", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **21**, 1962, pp. 367-398.
- 10.3 Fowler, C. E., *Engineering and Building Foundations*, Vol. 1, John Wiley, Nueva York, 1920, pp. 72-76.
- 10.4 Bertlin, D. P. y H. Oliver, "Owen Falls; Constructional problems", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, Parte 1, **3**, 1954, pp. 670-701.
- 10.5 Grice, J. R. y E. A. Hepplewhite, "Design and construction of the Thames Barrier Cofferdams", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Parte 1, **74**, 1983, pp. 191-223.
- 10.6 Haliburton, T. A., "Numerical analysis of flexible retainings structures", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **SM6**, 1968.
- 10.7 Terzaghi, K., "Evaluation of coefficients of subgrade reaction", en *Géotechnique*, **5** (4), 1955, pp. 297-326.
- 10.8 Wood, L. A. y A. J. Perrin, "Observations of a strutted diaphragm wall in London Clay: a preliminary assesment", en *Géotechnique*, **34** (4), 1984, pp. 563-579.
- 10.9 Smith, I. M. y R. Boorman, "The analysis of flexible bulkheads in sand", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **57** (2), 1974.
- 10.10 Rowe, P. W. y A. Briggs, "Measurements on model strutted sheet pile excavations", *Proceedings of the 5th International Conference on Soil Mechanics*, París, **2**, 1961.
- 10.11 "Blasting technique aids steel pile driving", en *Ground Engineering*, **17** (7), 1984, pp. 25-27.
- 10.12 Anderson, J. K., J. A. K. Hamilton, W. Henderson, J. S. McNeil, G. Roberts y H. Shirley-Smith, "Fourth Road Bridge", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **32**, 1965, pp. 321-512.
- 10.13 Dismuke, T. D., "Celular structures and braced excavations", en *Foundation Engineering Handbook*, Winterkorn, H. F. y Yang, N. C., eds., Van-Nostrand-Reinhold, Nueva York, 1975, pp. 445-480.
- 10.14 Coyne, A., "Le Barrage de Kariba", en *Travaux*, No. 297, 1959, pp. 395-413.
- 10.15 Maunsell, G. A. y J. F. Pain, "The Storstrøm Bridge", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **11**, 1938-1939, pp. 391-448.
- 10.16 Malcolm, J. R. y J. A. Lewis, "Civil engineering construction under water", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Parte 3, **3**, 1954, pp. 738-788.
- 10.17 Bouvier, J., "Étude et perfectionnement d'une technique de béton immergé", en *Annales de l'Institut Technique du*

- Bâtiment et des Travaux Publics*, No. 146, 1960, pp. 151-180.
- 10.18 Thornley, J. H., "Building a foundation through a foundation", en *Engineering News Record*, **161**, (9), 1958, pp. 40-46.
- 10.19 Martin G. P. y K. D. Irvine, "Graving dock at Scaramanga, Greece", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Parte 1*, **52**, 1972, pp. 269-290.

Capítulo

Procesos geotécnicos

11.1. MEJORAMIENTO DEL TERRENO POR MEDIO DE PROCEDIMIENTOS GEOTÉCNICOS

Varios procesos son aprovechables donde quiera que las características del suelo se pueden mejorar y así facilitar las operaciones de construcción, o permitir la adopción de presiones de carga permisible incrementadas, o para reducir los asentamientos bajo una carga determinada de cimentación.

El control del agua subterránea en excavaciones por medio de bombeo, congelación o inyecciones de lechada, es un ejemplo de cómo las operaciones de construcción se pueden facilitar por uno o más de un sinnúmero de procesos geotécnicos. Otros incluyen varias técnicas de compactación para el mejoramiento del suelo.

11.2. AGUA SUBTERRÁNEA EN EXCAVACIONES

11.2.1. Filtración de agua en las excavaciones

El agua subterránea se considera, por lo común, como uno de los problemas más difíciles en el trabajo de excavación. El bombeo pesado y continuo desde las excavaciones es costoso y el flujo continuo del suelo circundante puede causar asentamiento en las estructuras adyacentes. Un flujo pesado tiende a causar erosión o colapso de los lados en excavaciones abiertas. En ciertas circunstancias puede haber inestabilidad de la base debido a la filtración ascendente hacia la bomba de sumidero, o también puede ocurrir cierta inestabilidad si el

fondo de una excavación en arcilla se sostiene en un estrato permeable que contiene agua bajo presión artesiana. Sin embargo, debido a los conocimientos de las condiciones del suelo y del agua subterránea, y al conocimiento de las leyes del flujo hidráulico, es posible adoptar métodos de control del agua subterránea que aseguren un esquema de construcción seguro y económico en cualesquiera condiciones. Es muy importante obtener toda la información necesaria antes de comenzar el trabajo, y este aspecto no se debe ignorar en la etapa de investigación del lugar (*véase* sección 1.6). Lo que frecuentemente sucede es que, después de comenzar una excavación, se localiza el agua en cantidades mayores que las previstas; se llevan más bombas al sitio, y con grandes esfuerzos la excavación se profundiza hasta que el fluido que penetra sea tan pesado que los costados se empiezan a romper con el peligro inminente de colapso en caminos y edificios cercanos; o que la ebullición del fondo sea tan extensa que no se pueda obtener una base satisfactoria para el colado de una cimentación. En esta etapa, el contratista se da por vencido en la lucha y pide ayuda externa para instalar un buen sistema de perforación que disminuya el agua subterránea, o recurre a la construcción bajo el agua. Los sistemas de disminución del agua subterránea pueden hacer el trabajo eficiente pero el costo total del bombeo, la excavación extra del material colapsado, la superación del daño y el tiempo de duración de la planta y el trabajo, serán considerablemente más altos que si se hubiera usado el sistema de disminución del nivel freático en primera instancia. Existen también casos donde, debido a la falta de conocimiento sobre la capacidad de los sistemas modernos de disminución del manto freático, se usan cajones para la cimentación en suelos con carga de agua donde una construcción convencional sería perfectamente posible y

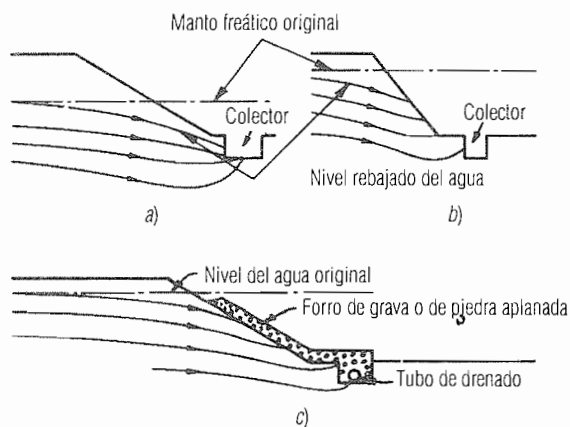


Figura 11.1. Filtración hacia excavaciones abiertas. a) Condiciones estables. b) Condiciones inestables. c) Estabilidad incrementándose por declive general por medio de forros.

mucho menos costosa, con la ayuda de dichos sistemas.

La línea de flujo del manto freático bajo una altura relativamente baja hacia una excavación abierta sobre suelo permeable se muestra en la figura 11.1a. La superficie del agua se conduce hacia la bomba del colector y, debido a la altura baja y a la inclinación plana, las líneas de filtración no emergen en la bajada ya que las condiciones son perfectamente estables. Pero si, aunque la altura se incrementa o las inclinaciones se escalonan, el agua fluye desde el frente, y si la velocidad es lo suficientemente alta, causará un movimiento de las partículas del suelo y una erosión hacia abajo del frente guiándolo hasta una socavadura y un colapso de los declives más altos (figura 11.1b, véanse también las figuras 9.5 y 9.6). La solución es aplanar los declives y forrar el frente con un material filtrado de grava aplanada que permita el pase del agua pero atrape las partículas del suelo (figura 11.1c). La sección 11.3.4 se refiere al diseño de filtros aplanados. Es más factible que ocurra esta forma de inestabilidad por erosión en arenas finas o firmes. Hay un menor riesgo de problema con las gravas arenosas firmes si estos materiales actúan como filtros ellos mismos, y la extracción dada por su alta permeabilidad previene la aparición de líneas de flujo en el frente excavado.

En el caso de las excavaciones tablestacadas o enmaderadas, las líneas de flujo corren verticalmente hacia abajo, tras el tablestacado, y después ascienden hacia la excavación (figura 11.2). Esta condición de filtración hacia arriba es particularmente responsable de causar inestabilidad, tratándose como "conductos" o "ebullición" cuando la velocidad del flujo hacia arriba es lo bastante alta para acarrear las partículas del suelo hacia la suspensión (sección 10.2.5).

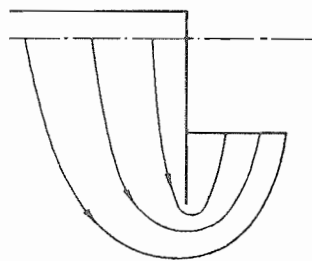


Figura 11.2. Filtración hacia una excavación enlaminada.

Los casos anteriores son principalmente aplicables al flujo de agua subterránea en suelos permeables como arenas y gravas, o materiales similares que contengan proporciones relativamente bajas de arcilla o limo. Los problemas pequeños ocurren con las excavaciones en arcilla. Donde el agua subterránea está presente, por lo común se filtrará desde las fisuras y puede ser distribuida por bombeo a los colectores. La velocidad de fluido es usualmente tan lenta que no hay ningún riesgo de erosión. Los limos, por otro lado, son altamente problemáticos. Son bastante permeables para permitir que el agua fluya por ellos, pero su permeabilidad es tan lenta que puede hacer que cualquier sistema de disminución de agua subterránea por pozos perforados sea un procedimiento lento y costoso. El manto freático en las rocas usualmente se filtra desde el frente en forma de manantiales o borbotones desde las fisuras o algunas otras capas permeables. No hay ningún riesgo de inestabilidad, excepto donde las fuertes corrientes tienen lugar a través de la roca débil y despedazada. Por lo general, el agua en las excavaciones de roca se puede distribuir bombeando desde los sumideros abiertos, y el único problema que se presenta es cuando el concreto de la cimentación se diseña para ser colado contra el frente de roca. Si los manantiales o borbotones son fuertes entonces el agua lavará el cemento y el concreto no fraguado fluirá a través de la

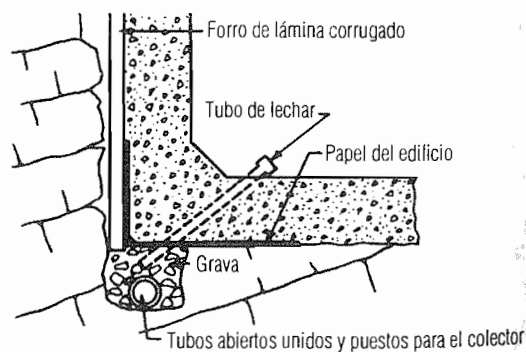


Figura 11.3. Colado de concreto adyacente a la formación de roca de carga de agua.

superficie de la capa de concreto. El procedimiento más usual es construir la bomba del colector en el nivel más bajo de la excavación y continuar bombeando desde éste hasta que el concreto se haya endurecido; mientras que, al mismo tiempo, se permite que la filtración tenga lugar desde el frente hacia el sumidero a través de una capa de concreto "no fino", o detrás de un forro de lámina corrugado, o también de un forro de plástico o material bituminoso fijado a un marco de malla de alambre (figura 11.3). Después de terminar el trabajo de colado, el espacio detrás de la lámina es lechado con tubos listos para este propósito.

Los borbotones ocasionales pueden, a veces, tratarse con un enyesado con mezclas de cemento de rápida colocación, o poniendo cemento seco en el frente antes de colocar el cemento.

11.2.2. Cálculo del rango de flujo de filtración en las excavaciones

En las grandes excavaciones es necesario estimar la cantidad de agua a ser bombeada para extraer la de abajo del nivel de formación. Esta cantidad se debe conocer para proveer la capacidad y el número requerido de bombas.

En el caso de las excavaciones en zanjas largas en relación con su ancho, el cálculo de la cantidad de flujo puede ser, en la mayoría de los casos, tratado como una condición de flujo por gravedad, a una ranura de penetración parcial (figura 11.4a).

Para esta condición de flujo del manto freático en el estrato permeable no se confina bajo el tope artésiano por un estrato impermeable superpuesto, y la zanja no se extenderá por completo a través de la capa permeable de carga de agua. Así

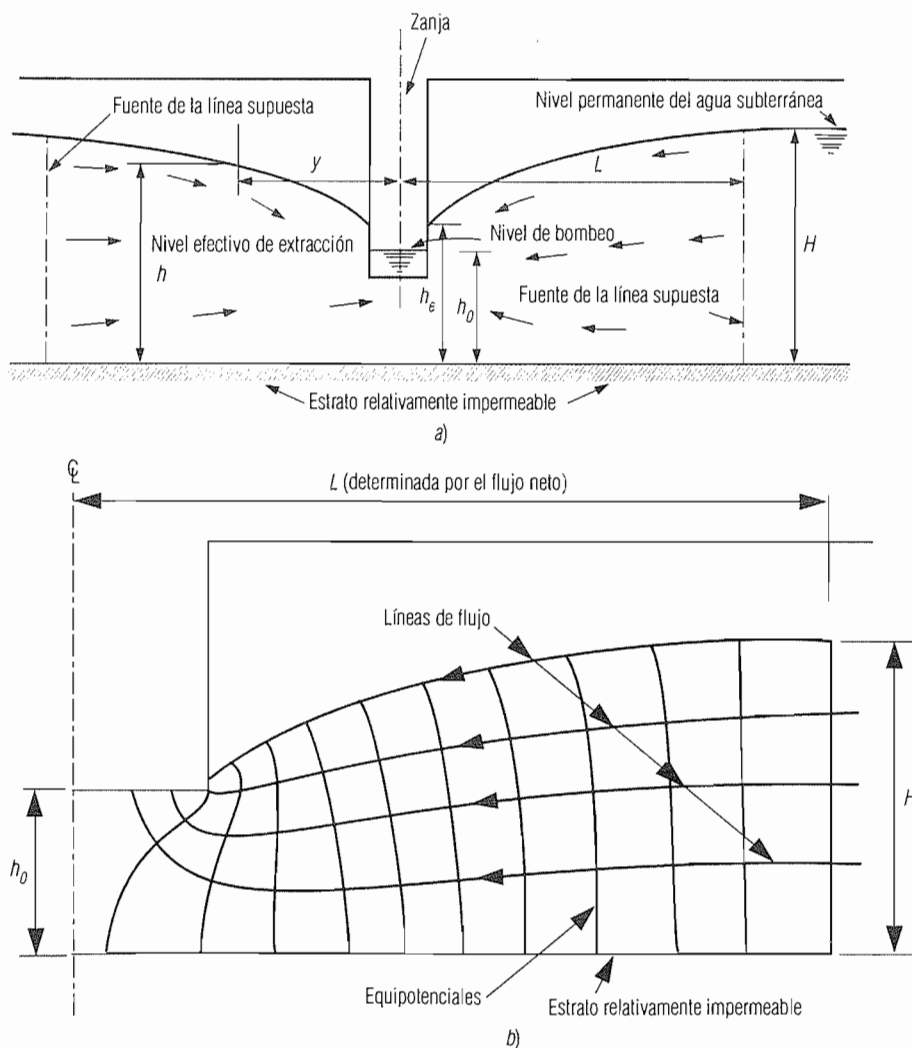


Figura 11.4. Flujo de gravedad para la excavación de la zanja (ranura parcialmente penetrada). a) Extracción para el flujo de gravedad de las fuentes de la línea de la zanja. b) Flujo neto para las condiciones en a).

también la fuente del agua subterránea se aparta desde la excavación; esto es, que no hay ningún cuerpo grande de agua como un río o mar en una proximidad cercana a la zanja. Para las condiciones de la figura 11.4, el flujo hacia la zanja, desde ambos lados de la excavación, se obtiene por la ecuación

$$q = \left[0.73 + 0.27 \frac{(H - b_0)}{H} \right] \frac{k}{L} (H^2 - b_0^2) \quad (11.1)$$

donde

q = cantidad de flujo por unidad de longitud de la zanja,
 k = coeficiente de permeabilidad de la capa permeable,
 H , b_0 y L son dimensiones como se muestra en la figura 11.4.

La dimensión L se puede obtener dibujando un flujo neto como se muestra típicamente en la figura 11.4b. Donde $H - b$ ha sido medida en una excavación de prueba a una distancia y desde la ranura, L puede obtenerse por la ecuación

$$H^2 - b^2 = \frac{L - y}{L} (H^2 - b_e^2) \quad (11.2)$$

Ahí donde la zanja penetra totalmente la capa de carga de agua, como se muestra en la figura 11.5, el flujo hacia la zanja, desde ambos lados de la excavación, se obtiene por la ecuación

$$q = \frac{k}{L} (H^2 - b_e^2) \quad (11.3)$$

Si hay un cuerpo grande de agua como un río o mar cercano a un lado de la excavación, el flujo hacia el lado opuesto, desde una fuente remota de agua, sería menor comparado con el del lado cercano de la línea de la fuente y puede ser

ignorado. El flujo desde la fuente cercana, considerando que esto sea una línea de la fuente, de una longitud infinita comparada con la longitud de la zanja, es igual a la mitad de la cantidad como se calculó por cualesquiera de las dos ecuaciones 11.1 u 11.3, y la distancia L es la distancia desde la zanja a la fuente más cercana.

Las excavaciones más pequeñas, por ejemplo, la de una columna, se pueden tratar como un pozo. Para el caso de flujo por gravedad de una fuente circular de filtración lejana desde cualquier cuerpo grande de agua en contacto con el estrato permeable, el fluido hacia un pozo con penetración parcial o total se puede calcular por la ecuación

$$Q = \frac{\pi k ([H - s]^2 - t^2)}{\log_e (R/r_w)} \left[1 + \frac{(0.3 + 10r_w)}{H} \operatorname{sen} \frac{1.8s}{H} \right] \quad (11.4)$$

donde k = coeficiente de permeabilidad; las demás dimensiones se muestran en la figura 11.6.

La ecuación anterior no es sensible para la dimensión R , que se puede estimar dibujando la curva de extracción del pozo. Una prueba de bombeo hecha en la excavación y en la extracción $H - b$ se mide a un radio r desde el pozo; la dimensión R para el flujo de gravedad se puede calcular por la ecuación

$$H^2 - b^2 = \frac{(H^2 - b_w^2)}{\log_e (R/r_w)} \log_e \frac{R}{r} \quad (11.5)$$

En el caso de las excavaciones grandes en forma rectangular o irregular, el flujo se puede calcular delineando un plano del flujo neto, del modelo mostrado en la figura 11.7, mientras que el flujo por unidad de espesor del estrato permeable, para el flujo por gravedad hasta una excavación de penetración total se obtiene por la ecuación

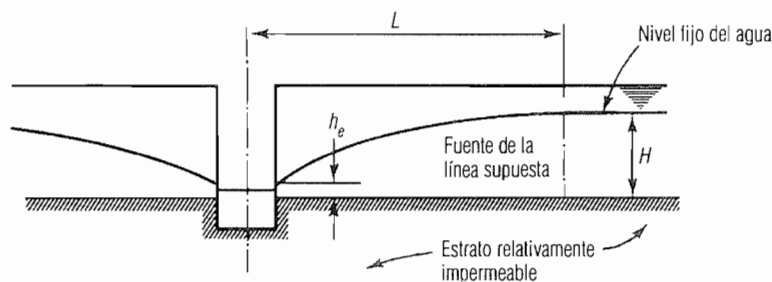


Figura 11.5. Flujo de gravedad para la excavación de la zanja (ranura de penetración total). Flujo desde las fuentes lejanas de las líneas de la zanja.

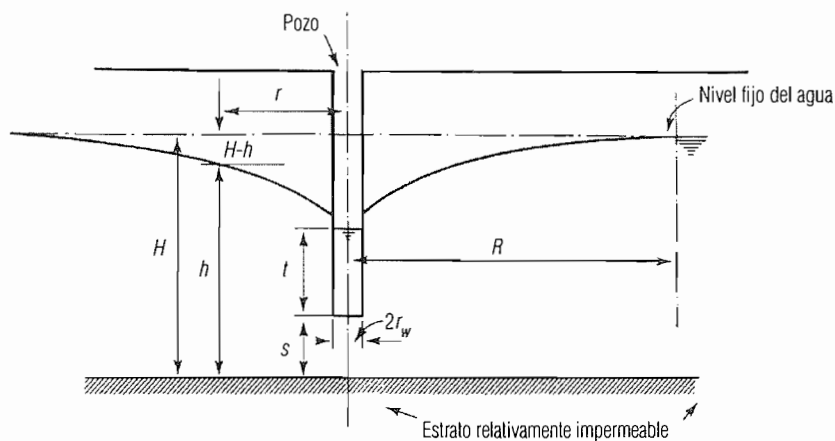


Figura 11.6. Flujo de gravedad para el pozo desde la fuente circular lejana.

$$q = k (H - h_e) \frac{N_f}{N_e} \quad (11.6)$$

o para un espesor D de un suelo permeable con carga de agua, el flujo total hacia la excavación se obtiene por

$$Q = k (H - h_e) D \frac{N_f}{N_e} \quad (11.7)$$

donde

k = coeficiente de permeabilidad,
 N_f = número de líneas de flujo,
 N_e = número de líneas equipotenciales.

La ecuación 11.7 no se puede aplicar en excavaciones de penetración parcial para las que el flujo es tridimensional, dado que el flujo ascendente tiene lugar en la base de la excavación como es el caso de la ranura de penetración parcial (figura 11.4b). El flujo calculado en el plano de flujos neto no será subestimado si la excavación penetra el estrato de carga de agua, digamos un 90 %, pero, para penetraciones menores, el error se da en una proporción inversa al cuadrado del porcentaje.

Es importante darse cuenta que las ecuaciones 11.1 a 11.7 son para la cantidad de flujo cuando las condiciones establecidas firmemente se han obtenido. Una capacidad mayor de bombeo se requerirá en excavaciones grandes y profundas si el tiempo requerido para realizar la extracción necesaria no se prolonga indebidamente. El volumen de agua a ser bombeada hacia afuera, desde el nivel fijo de agua hacia las condiciones de extracción total en la excavación, se debe calcular y dividir

entre el tiempo requerido para el programa de construcción. Esto dará la capacidad inicial de bombeo para conseguir la extracción planeada.

Es necesario conocer el coeficiente de permeabilidad del suelo. En suelos uniformes y sueltos se puede calcular aproximadamente por la fórmula de Hazen,

$$\text{Coeficiente de permeabilidad, } k = C_1 D_{10}^2 \text{ cm/s} \quad (11.8)$$

donde:

C_1 = un factor que varía entre 100 y 150,
 D_{10} = medida de grano efectiva (cm).

(La medida de grano efectiva es la medida de grano correspondiente al 10 % de la retención en la curva graduada del suelo.)

En los suelos de estratificación variable o irregular sería suficiente hacer una estimación aproximada de k desde el promedio de graduación de los depósitos. En trabajos más importantes se justifican áreas de prueba para permeabilidad.

La información más segura en la permeabilidad de la masa del suelo se obtiene mediante pruebas *in situ* realizadas en el lugar de las perforaciones de investigación usando los métodos listados en la sección 1.6.3. Un número de estas pruebas hechas en diferentes sitios y varias profundidades sobre un área pueden proporcionar mayor información del promedio de permeabilidad en vez de una prueba única de bombeo a escala natural en que los resultados no representarán el promedio de las condiciones del lugar. Una prueba total de bombeo a escala natural requiere de un arreglo de depósitos reguladores de observación alrededor del pozo de bombeo,

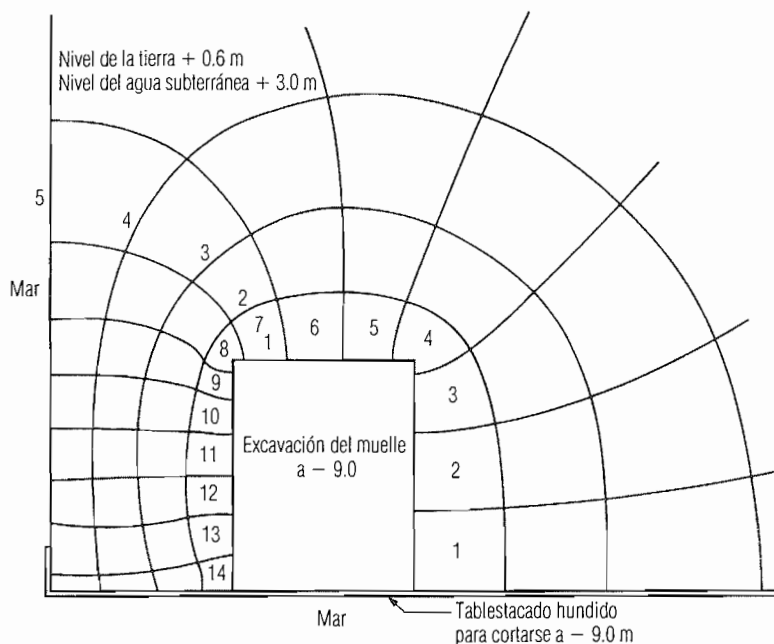


Figura 11.7. Plano del flujo neto para el flujo de gravedad para una excavación de penetración total para un muelle seco. En el ejemplo superior, $H = 12.0$ m, $h_c = 0$, $k = 8 \times 10^{-4}$ m/s, $D = 12.0$ m, $N_f = 14$, $N_e = 5$.

Por lo tanto

$$\begin{aligned} Q &= 8 \times 10^{-4} (12 - 0) 12 \times 14/5 \\ &= 0.32 \text{ m}^3/\text{s} \\ &= 19\,200 \text{ l/min} \end{aligned}$$

y resulta, por lo tanto, más costoso. Sin embargo, el costo se justifica en los proyectos importantes sólo como medio para valorar las dificultades parciales en la instalación de los pozos de bombeo para la colocación de desagües. Un pozo de bombeo de gran diámetro se puede usar ahí donde se hacen las pruebas de bombeo en las formaciones de roca, como medio para facilitar el examen geológico o de pruebas de carga de las placas en la roca (véase sección 1.5.3).

En el caso de esquemas bien definidos normalmente se encuentra que las firmas que contratan los propietarios, por su conocimiento y experiencia hartos acertados, son capaces de dar adecuadas y cercanas aproximaciones sobre un número necesario de puntos precisos de capacidad de bombeo estipulando que se pueden suministrar con registros de perforaciones y distribución en curvas de medidas de las partículas del estrato del suelo.

Un dibujo manual de flujos netos como se describe arriba es un método aceptado de distribución con dos problemas simples bidimensionales de filtración de agua subterránea. Sin embargo, como el problema geométrico viene a ser más complicado y como para suelos que tienen permeabilidad anisotrópica (es decir, permeabilidad horizontal no igual a la permeabilidad vertical), los métodos manuales resultan ina-

ceptables en términos del tiempo tomado y de precisión. Un flujo tridimensional a través de un medio poroso se rige por la ecuación diferencial

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_x \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_y \frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) = 0 \quad (11.9)$$

donde

$$\begin{aligned} \bar{u} &= \text{potencial o nivel de agua} \\ k_x, k_y, k_z &= \text{coeficientes de permeabilidad en las direcciones } x, y \text{ y } z. \end{aligned}$$

Los varios problemas de flujo se pueden considerar como bidimensionales, y en casos donde la permeabilidad tiene el mismo valor para todas las direcciones, la ecuación 11.9 se reduce a la ecuación de Laplace

$$\nabla^2 \bar{u} = 0 \quad \text{o} \quad \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial y^2} = 0 \quad (11.10)$$

Para los problemas que cuentan con geometría ortogonal y en los cuales se aplica la ecuación de Laplace, como flujo alre-

dedor de una barrera permeable como se muestra en la figura 11.8, la técnica de diferencia finita proporciona resultados de precisión y preparación de solución. Esto implica el remplazo de la sección transversal del suelo continuo determinado por el cruce ABCD por un patrón de puntos discretos en una malla ortogonal dentro de la sección transversal. En cada uno de los puntos de las mallas la ecuación diferencial gobernante se puede expresar aproximadamente en términos de los valores de $\bar{u}$ en el punto particular de la malla y en los puntos adyacentes de las mallas. Por ejemplo, considerando los cinco puntos de las mallas a a e mostrados en la figura 11.8, la forma de diferencia finita de la ecuación de Laplace en el punto C es

$$\nabla^2 \bar{u} = \frac{1}{b^2} (\bar{u}_a + \bar{u}_b - 4\bar{u}_c + \bar{u}_d + \bar{u}_e) \quad (11.11)$$

donde b = espaciamiento del punto de la malla.

Ciertos valores conocidos de u existirán para algunos puntos de mallas en el límite, es decir, en las líneas AB, CD, DE y GA $\bar{u}$ es igual a la potencia hidrostática, mientras que a lo largo de los límites impermeables BC, EF y FG la conducción de cero fluye a través del límite que define los valores de u hacia los puntos imaginarios de las mallas fuera del límite requerido para completar la ecuación 11.11. La consideración de esta ecuación en cada uno de los puntos de las mallas donde $\bar{u}$ es desconocido, resulta en un conjunto de ecuaciones lineales simultáneas. Si el problema necesita ser resuelto con una precisión razonable, entonces un número considerable de puntos de la malla se deben tomar en cuenta y por lo tanto, un número considerable de ecuaciones simultáneas se deben resolver, para las cuales es deseable un método en computadora.

Para casos más complicados (como una permeabilidad anisotrópica, frontera no ortogonal y múltiples estratos) el método de diferencias finitas viene a ser cada vez más fastidioso aun cuando sea computarizado. En dichos casos el método del elemento finito es probablemente la técnica disponible más fuerte. El poro medio dentro del cual el flujo ocurre, es modelado por una subdivisión hacia un número de zonas o elementos cada uno de los cuales puede tener sus propios valores de permeabilidad en las direcciones principales. Las condiciones de frontera en los términos de cantidad de flujo o nivel, a través de un límite, son definidas y la solución del problema conduce a los valores de dicho nivel en los puntos nodales dentro de la colocación del elemento. La figura 11.9 ilustra un ejemplo simple y comparativo del método de elemento finito aplicado al cálculo de filtración debajo de la represa. Note la diferencia en la permeabilidad entre los dos estratos bajo la represa; esto no presenta ningún problema en la idealización de un elemento finito, pero es peligroso manejarlo en una aproximación de diferencias finitas.

Los ejemplos que se han discutido han sido para lo que conocemos como flujo confinado donde todas las partes de la frontera externa se definen para un nivel especificado o por una frontera impermeable. Una clase más de problemas implican flujo que tienen una superficie libre o freática, cuya posición no es conocida al comienzo. Esta característica es conocida como un flujo no confinado y los ejemplos son curvas derivadas en mantos acuíferos y en orillas de ríos o en presas. Aquí se debe hacer una hipótesis para la posición de la superficie libre y la solución procede iterativamente. Una aproximación implica la especificación de la superficie libre de prueba como un límite impermeable y, después, cuando el

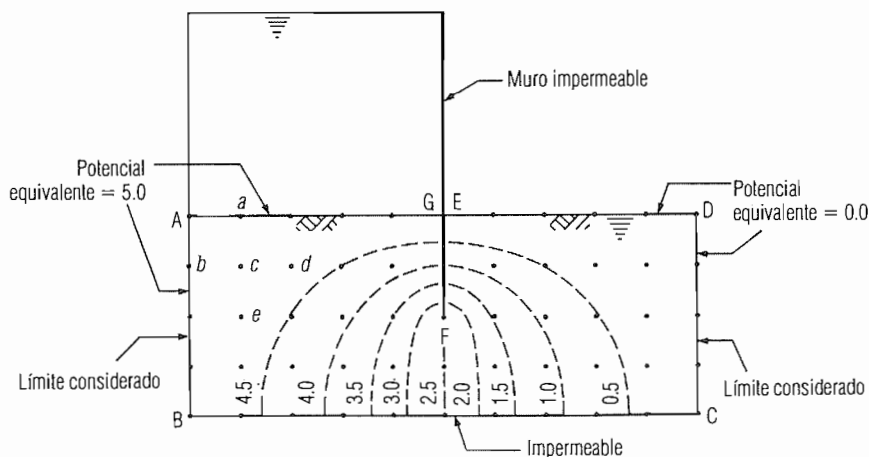


Figura 11.8. Rejilla de diferencia finita y resultados para el flujo de la filtración debajo de un muro impermeable.

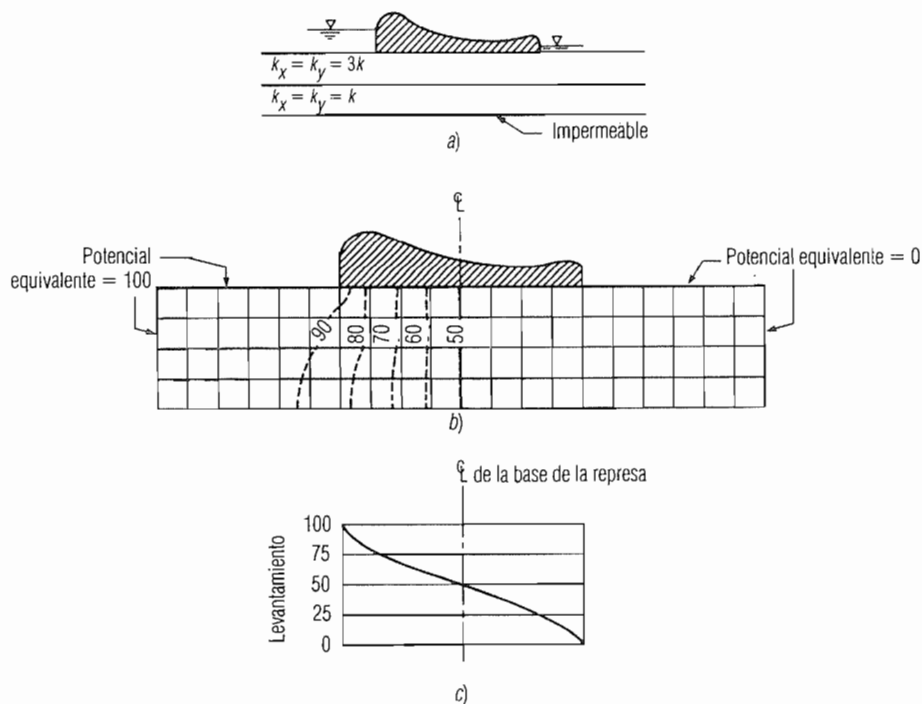


Figura 11.9. Flujo de filtración a través del sistema de suelo estratificado bajo la represa (tomado de Desai^[11]): a) represa en el sistema estratificado; b) resultados de la idealización del elemento finito; c) levantamiento sobre la base de la represa.

primer análisis se realiza, se ajusta la malla del elemento para que las elevaciones superiores igualen las potencias calculadas en la primera superficie libre de prueba. Se hacen iteraciones más adelante hasta que los ajustes de la malla sean insignificantes. Las dos primeras etapas del proceso se ilustran en la figura 11.10. Sería de gran importancia que estas técnicas se pudieran aplicar rápidamente a la investigación de los problemas tales como la valoración del flujo de agua subterránea en las excavaciones.

Una explicación detallada del uso de los métodos de ele-

mento finito en los problemas de filtración se muestra en las referencias 2.45, 2.46, 11.1 y 11.2.

El lector debe notar que la ecuación de Laplace es la ecuación diferencial gobernante para otro tipo de problemas de ingeniería, evidentemente los de flujo caliente. La mayoría de los programas de elemento finito que están disponibles incluyen la capacidad de analizar problemas térmicos. Por lo tanto, si el lector tiene acceso a un programa con tal propósito general puede ser posible usarlo para problemas de filtración con los parámetros del programa para temperatura, flujo termal y

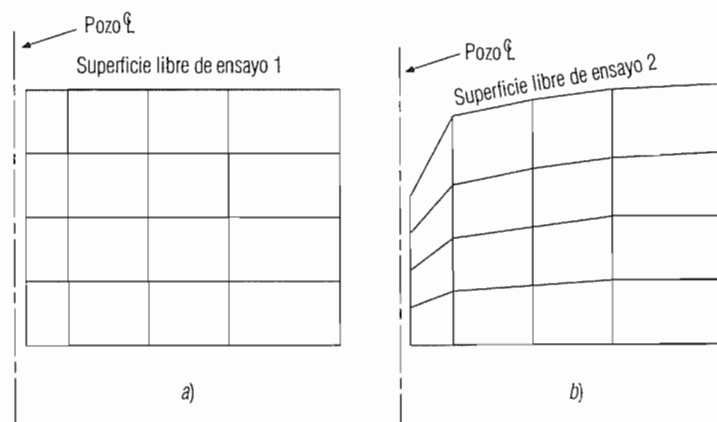


Figura 11.10. Análisis del elemento finito de un flujo libre en la superficie, para el flujo de agua subterránea al pozo (tomado de Smith^[2,46]): a) malla no deformada; b) malla deformada. (Reimpreso con el permiso de John Wiley & Sons Ltd.)

conductividad térmica representando el potencial, la filtración y la permeabilidad respectivamente. Sin embargo, en dichos casos de pruebas con soluciones conocidas de problemas, se deben hacer siempre funcionar; primero, para asegurarse que el fenómeno alternativo se representa correctamente.

11.3. MÉTODOS DE CONTROL DE AGUA SUBTERRÁNEA

11.3.1. Efectos de condiciones del suelo y del sitio

Los siguientes métodos de control de agua subterránea y de procesos geotécnicos asociados se pueden usar en el trabajo de excavación:

1. Bombeo desde los sumideros abiertos.
2. Bombeo desde las puntas coladeras.
3. Bombeo desde los pozos perforados.
4. Bombeo desde los pozos horizontales.
5. Electroósmosis.

Eliminación o reducción del flujo del agua subterránea por:

6. Lechado con cemento, suspensiones de arcilla o bitumen.
7. Consolidación química.
8. Aire comprimido.
9. Congelamiento.

La elección del método depende, en gran medida, de las condiciones del sitio. Por ejemplo, el bombeo desde los sumideros abiertos se puede usar en la mayoría de las condiciones del terreno, dado que el área del sitio es lo suficientemente grande para permitir que la excavación se acorte a las inclinaciones estables, y a que no hay estructuras importantes cercanas a la excavación que puedan ser dañadas por el asentamiento resultante de la erosión debido al flujo del agua hacia el sumidero. Los pozos perforados o las puntas de coladeras se pueden usar en condiciones de sitio más restringidas, y los procesos especiales como el lechado, la consolidación química y la congelación se usan donde sea necesario mantener las estructuras existentes, o en condiciones particulares de suelo o roca donde el bombeo no resulta práctico.

Las características del suelo, y especialmente la distribución del tamaño de la partícula en el suelo, influyen también en la elección del método. El límite de tipos de suelos sobre los cuales se aplican los diversos procesos clasificados por Glossop y Skempton,^{11,3} se muestran en las curvas de distribución tamaño-partícula en las figuras 11.11 y 11.12. Para usar estas curvas, la distribución de tamaño-partícula de la del suelo se obtiene por medio de pruebas de cimbras, y la curva graduada se traza en una u otra o en ambas gráficas. Por ejemplo, la grava gruesa (suelo A en la figura 11.11) sería inadecuada para la punta coladera debido al flujo pesado a través del suelo altamente permeable. Sin embargo, la referencia en la gráfica de la figura 11.12 muestra que la grava es "dócil" al tratamiento por lechada de cemento para eliminar o reducir grandemente el flujo hacia la excavación. La arena de gruesa a fina (suelo B) es apropiada para la punta coladera pero

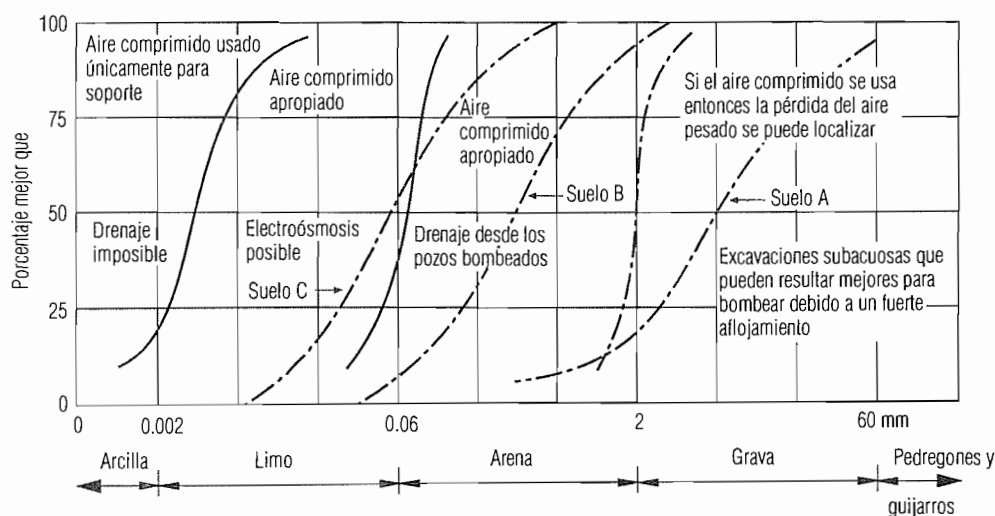


Figura 11.11. Rango del tamaño de partículas para varios procesos de disminución del agua freática (tomado de Glossop y Skempton^{11,3}).

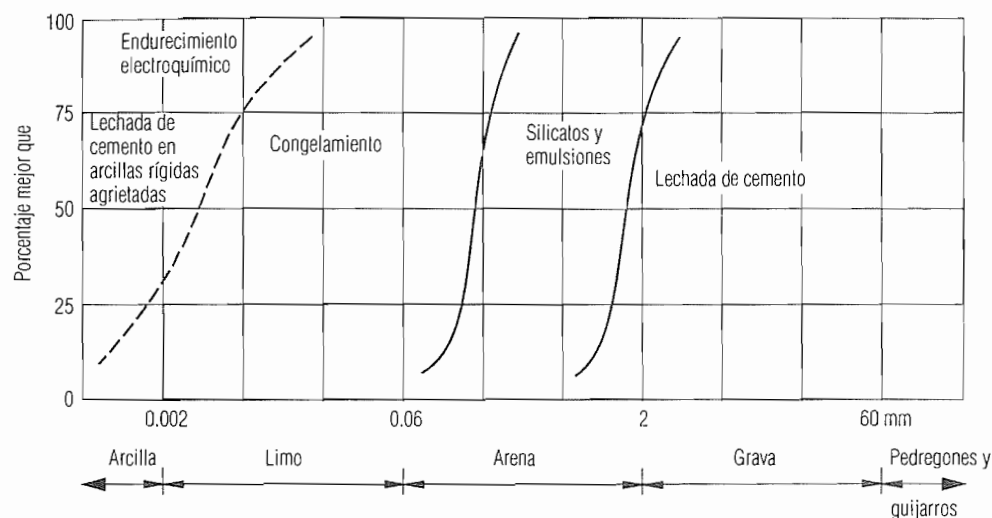


Figura 11.12. Rango del tamaño de partículas para varios procesos geotécnicos (tomado de Glossop y Skempton¹¹³).

puede haber un riesgo de daño a las estructuras adyacentes debido a la disminución del nivel del manto freático; la figura 11.12 muestra que la consolidación química se puede usar para solidificar el suelo y reduce o previene bastante el flujo que entra. El limo arenoso (suelo C) es demasiado fino para la punta coladera aunque se puede usar electroósmosis, o el proceso de congelación o aire comprimido.

11.3.2. Bombeo desde las bombas de sumidero abiertas

Este es el método más ampliamente usado de todos los métodos de disminución del manto freático. Se puede aplicar a la mayoría de las condiciones de suelo y roca, y los costos de instalación y mantenimiento de la planta son comparativamente bajos. El método es esencial donde los pozos perforados o las puntas coladeras no se pueden utilizar debido a las peñas u otras obstrucciones masivas en el suelo; y es el único método práctico para las excavaciones en roca. Sin embargo, tiene la desventaja de que el agua subterránea *fluye hacia* la excavación; con un nivel alto o con inclinaciones escalonadas hay riesgo de colapso en los lados. Existe también el riesgo de inestabilidad de la base en las excavaciones enmaderadas o abiertas, debido a la filtración ascendente hacia la bomba de sumidero.

La característica esencial del método es una bomba de sumidero bajo el nivel general de la excavación en una o más esquinas de los lados. Para mantener el piso de la excavación libre de agua estancada, se corta un pequeño borde o zanja

alrededor del fondo de la excavación, que cae hacia el sumidero. En las excavaciones grandes que deben permanecer abiertas por largos periodos, es de gran ventaja poner atención especial al diseño de estas zanjas de drenaje. Deben ser lo bastante anchas para mantener la velocidad lo suficientemente baja para prevenir la erosión. Se puede evitar la erosión por medio de compuertas (tablas colocadas a través de la zanja), pavimentación de concreto o piedra, o tubos de juntas abiertas rodeadas por un material de grava de filtración o roca aplanada. Ahí donde el agua subterránea está presente en un estrato permeable sobre arcilla, con la excavación tomada hacia abajo en el material más reciente, es preferible poner la bomba de sumidero en la base del estrato permeable. Este procedimiento reduce el nivel de bombeo y evita el reblandecimiento de la arcilla en la base de la excavación. El drenaje en la base del estrato permeable por encima del nivel de excavación se conoce como *drenaje de festón*. Los detalles típicos de un drenaje de festón para a) excavaciones abiertas sobre una excavación enmaderada, b) una excavación totalmente enmaderada, y c) en excavación de roca, se muestran en la figura 11.13.

La profundidad más grande en que el nivel de agua se debe bajar por el método de bomba de sumidero abierta no es mayor de 8 m bajo la bomba de sumidero, dependiendo del tipo y de su eficiencia mecánica. Para profundidades mayores de excavación es necesario reinstalar la bomba de sumidero a un nivel más bajo, o usar una bomba de hundimiento o una bomba de sumidero sumergible, suspendida con cadenas y progresivamente llevada hacia abajo de un pozo enmaderado o un tubo perforado. Es a veces un procedimiento muy útil el

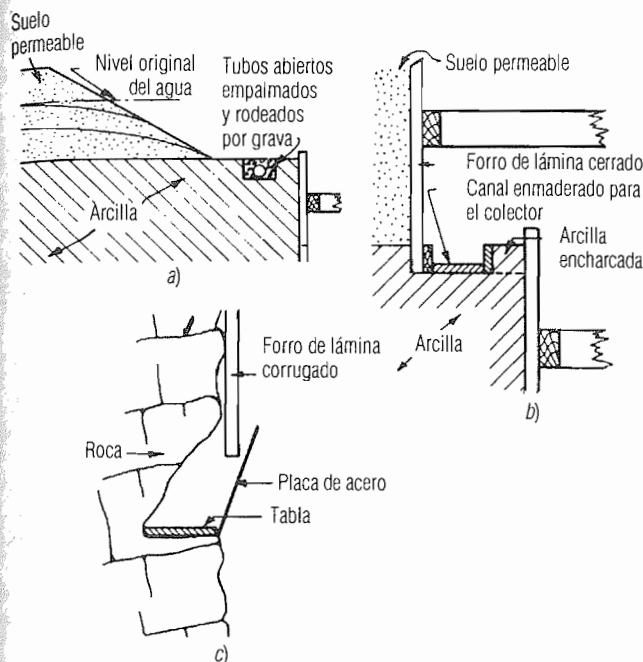


Figura 11.13. Tipos de drenajes de festón.

hundir la bomba de sumidero hasta la profundidad total de la excavación por medio de un pozo enmaderado con espacios entre los patines y las estacas de avance para permitir que el agua fluya dentro del pozo. Un material de filtro gravoso puede empalmarse detrás de las maderas si un material excesivamente fino se lava a través. Este método asegura las condiciones de trabajo seco para el grueso de la excavación subsiguiente, y también proporciona un pozo exploratorio para obtener información sobre las condiciones del terreno para suplementar a las halladas en las perforaciones. El sumidero, poco profundo, se puede excavar bajo el nivel del agua por un excavador. Los anillos de los pozos de inspección perforados, de concreto precolado, se pueden bajar después a través del agua para formar el enchachado de la bomba de sumidero. La entrada de la arena o del limo a través de la base de la bomba de sumidero de las perforaciones se puede evitar envolviendo las unidades con un filtro poroso de nylon antes de bajarlos a la excavación.

Planta de bombeo

Siempre que la inundación de una excavación pueda causar daños a un trabajo parcialmente construido, o donde las bombas de sumidero se han instalado bajo el nivel de agua subterránea, es importante colocar una planta de bombeo adecuada

de una capacidad de por lo menos 100 % de la medida fija de bombeo. A veces se podrá observar que la capacidad de bombeo requerida para rebajar el manto freático es mayor que la capacidad requerida para sostenerlo bajo, en una medida constante de bombeo, dependiendo del tiempo permitido en el programa de construcción. Si, por ejemplo, se instala el doble de la capacidad de la medida constante requerida, toda la instalación se puede usar en el periodo inicial de extracción, y después la mitad de las bombas se pueden parar, y sólo usarse para emergencias y para un mantenimiento regular. Si las bombas principales se manejan con electricidad, es de gran ayuda tener las bombas auxiliares manejadas por diesel o máquinas de vapor en caso de una falla del suministro eléctrico.

Los tipos de bombas apropiadas para operar desde las bombas de sumidero abiertas son los siguientes:

a) *Diafragma manual.* Rendimiento desde 20 l/min para una succión de 30 mm, hasta de 250 l/min para una succión de 100 mm. Apropiado para un bombeo intermitente en pequeñas cantidades.

b) *Diafragma con motor de manejo.* Rendimiento desde 350 l/min para una succión de 75 mm hasta de 600 l/min para una succión de 100 mm. Se puede usar con arena y limo en cantidades limitadas.

c) *Bombas de sumidero neumáticas.* Rendimiento de la presión del aire a 7 bar, límite desde 450 l/min, contra 15 m de altura para 900 l/min contra 3 m de altura. Es común en el bombeo intermitente en los lugares donde se dispone de aire comprimido. Se puede usar con arena y limo en cantidades limitadas.

d) *Centrifugadora autocebador.* Ampliamente usadas para un bombeo continuo de agua completamente limpia. Las unidades más pequeñas se pueden llevar por un solo hombre. Los rendimientos de límite desde 750 l/min para una succión de 50 mm a 2000 l/min contra una altura de 15 m para una succión de 305 mm. La arena y el limo en el agua causan un desgaste excesivo a impulsar para periodos largos de bombeo; por lo tanto es recomendable tener un filtro eficiente alrededor del sumidero de las bombas de succión.

e) *Desplazamiento rotativo (Monobomba).* Se puede usar con cantidades considerables de arena y limo. El rendimiento para una bomba de 75 mm es de 550 l/min contra una altura de 6 m.

f) *Bombas colgantes o suspendidas.* Apropiadas para el trabajo en pozos profundos u otros espacios limitados donde las bombas se deben bajar progresivamente con un nivel freático decreciente.

El tipo más común para el uso actual es una bomba independiente y una unidad de motor manejado con electricidad capaz de trabajar bajo el agua y descargarse a través de una manguera alambrada flexible sobre la superficie de la tierra. Los límites de rendimiento van desde cerca de 200 ℓ /min contra una altura de 10 m para una manguera de descarga de 50 mm; para 14 000 ℓ /min contra la misma altura para una manguera de descarga de 250 mm. La altura máxima para este tipo de bomba es cercana a los 70 m.

11.3.3. Bombeo desde las puntas coladeras

El sistema de las puntas coladeras de disminución del agua subterránea abarca la instalación de un número de pozos de alivio, usualmente de 1 m de largo alrededor de la excavación. Éstos se conectan por medio de tubos levantados verticalmente, a una cañería colectora en el nivel del suelo que está bajo el vacío de la unidad de bombeo. El agua fluye por gravedad hacia el pozo de alivio y es acarreada por aspiración hacia una cañería colectora de tubos y descargada por la bomba. El sistema de las puntas coladeras tiene la ventaja de que el agua se acarrea lejos de la excavación, estableciendo, de este modo, los lados y permitiendo las inclinaciones escalonadas. De hecho, las inclinaciones de 1 en 1/2 (vertical a horizontal) se usan por lo común al utilizar puntas coladeras en arenas finas, puesto que con un bombeo en la bomba de sumidero abierta donde el agua fluye hacia la excavación, las inclinaciones se deben acortar 1 en 2 o 1 en 3 para estabilidad. De este modo, la utilización de una punta coladera puede ofrecer un ahorro en la excavación total y permitir trabajar en espacios relativamente limitados. La instalación es muy rápida y el equipo razonablemente simple y barato. Hay también una ventaja adicional ya que el agua se filtra mientras se remueve del suelo y lleva poco o nada de partículas del mismo una vez que se alcanzan las condiciones continuas de descarga. De este modo es mucho menor el peligro de hundimiento del suelo circundante que con un bombeo con una bomba de sumidero abierta. Una desventaja del sistema es su levantamiento de succión limitado. Se debe evitar el aire excesivo que se introduce al sistema a través de las juntas de los tubos, válvulas, etc., con la consecuente pérdida en la eficiencia del bombeo. Una disminución de 5-5.5 m bajo el nivel de bombeo se considera como un límite práctico, generalmente. Para excavaciones más profundas las puntas coladeras se deben instalar en dos o más etapas. También, en suelo consistente

principalmente de grava, arcilla rígida, o en arena que contiene guijarros o pedregones, es imposible hundir con chorro de agua las puntas coladeras y éstas se deben colocar en hoyos o perforaciones formados por un "punzonador" con un aumento consecuente en los costos de instalación. El uso de un "punzonador" puede compactar el suelo alrededor de la punta coladera reduciendo, de este modo, su capacidad.

Los pozos de alivio o las puntas coladeras usualmente consisten de una pantalla de gasa de 1 m de largo y 60-75 mm de diámetro rodeando un tubo vertical central. Las puntas coladeras se necesitan para mantenerse en el suelo por largos periodos, por ejemplo, para desaguar una excavación de dique seco, donde sería económico usar puntas coladeras de plástico disponibles. Esto consiste en una pantalla de malla de nylon que rodea un tubo vertical elevador de plástico flexible. El agua llevada a través de la pantalla cae en el espacio entre la gasa y la parte exterior del tubo elevador hacia los hoyos barrenados en el fondo de este tubo y de ahí a la superficie. Las puntas coladeras se instalan o hunden con chorro de agua en el suelo, cuando el agua del chorro fluye libremente desde la boquilla dentada. Varios sistemas concentran el agua de chorro a través de la boquilla en lugar de permitir que se disperse a través del filtro.

La capacidad de una punta coladera con tubo elevador vertical de 50 mm es aproximadamente de 10 ℓ /min. Su espaciamiento alrededor de la excavación depende de la permeabilidad del suelo y del tiempo permitido para efectuar la extracción. En arenas de finas a gruesas o en gravas arenosas un espacio de 0.75-1 m es suficiente. En arenas limosas de permeabilidad relativamente baja, un espacio de 1.5 m será suficiente. En gravas gruesas permeables necesitan estar tan cerca como 0.3 m a centros. La colocación normal de un equipo de punta coladera comprende de 50-60 puntos a una sola bomba de 150 o 200 mm con una bomba de chorro separada 100 mm. La bomba de la punta coladera tiene un separador de agua/aire y una bomba de vacío así como la bomba normal centrífuga.

Instalación

Se requiere de agua a una presión hasta de 15 bar para lanzar con chorro hacia abajo las puntas coladeras, y para un solo punto con una presión arriba de 1000 ℓ de agua. Si un estrato de arcilla está sobre el estrato de carga de agua es más conveniente, con frecuencia, perforar a través de la arcilla con un taladro de mano que intentar lanzarlo con chorro a través

del mismo. Cuando la punta coladera ha sido lanzada hacia abajo al nivel requerido, el suministro de agua de chorro se disminuye a una velocidad suficiente para mantener el agujero alrededor de la abertura del punto. La arena gruesa se alimenta después alrededor del espacio anular para formar un filtro suplementario alrededor del punto, y el agua se interrumpe luego. Este proceso, conocido como "enarenado" de los puntos, constituye una ayuda muy importante contra el acarreo de material fino del suelo que podría obstruir el sistema o causar hundimiento. Una punta coladera con una gasa lo bastante fina para cribar las partículas más finas tendría una capacidad insuficiente. El "enarenado" también incrementa el diámetro efectivo de la punta coladera y por lo tanto su rendimiento. En consecuencia, el "enarenado" nunca se debe ignorar. Puede haber dificultad a la hora de enarenar

una punta coladera en gravas altamente permeables cuando el agua de chorro se disipa en la tierra circundante y no alcanza la superficie alrededor del tubo vertical. Normalmente, una punta coladera no necesita un "enarenado" bajo estas condiciones aunque a veces sucede que las gravas gruesas están sobre arena con las puntas coladeras terminando en esta última. En dichos casos la punta coladera se debe insertar en un orificio alineado, los tubos de alineación se retiran después que la arena filtrada se haya colocado. Las puntas coladeras actúan más efectivamente en arenas y en gravas arenosas de permeabilidad moderada, pero no muy alta. La extracción es lenta en las arenas limosas aunque estos suelos se pueden drenar efectivamente. Existen casos de limos y de limos arenosos que son drenados por medio del "proceso al vacío" donde la parte superior del tubo elevador

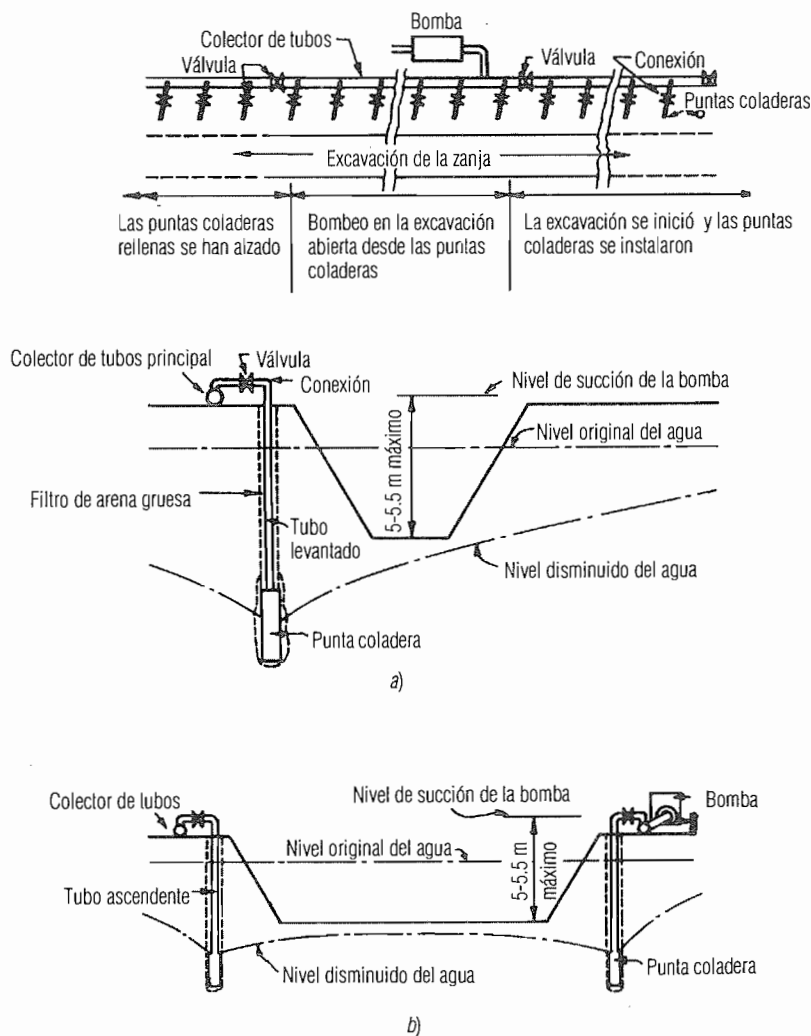


Figura 11.14. Etapa de la instalación de una punta coladera por medio del sistema progresivo. a) Puntas coladeras en un lado de la zanja. b) Puntas coladeras en ambos lados de la excavación ancha.

vertical se rodea de arcilla para mantener un alto vacío circundante a la punta coladera con lo cual el suelo se desagua lentamente.

Las puntas coladeras se instalan en los sistemas "progresivo" y de "argolla". El sistema progresivo se usa para el trabajo de zanja (figura 11.14). El colector de tubos se coloca a lo largo de los lados de la excavación, y el bombeo es continuo en progreso en una longitud mientras que los puntos más lejanos son chorreados adelante de la sección de bombeado hacia abajo y empujado hacia arriba desde las longitudes rellenas y completadas. Para excavaciones angostas es suficiente, a veces, tener el colector de tubos únicamente en un lado (figura 11.14a). Para excavaciones anchas o en el suelo que contengan franjas de material relativamente impermeable, el colector de tubos se debe colocar en ambos lados de la zanja (figura 11.14b).

En el sistema de argolla (figura 11.15) el colector de tubos principal rodea la excavación completa. Este sistema se usa para excavaciones rectangulares como las de pilas o sótanos. Las puntas coladeras horizontales y continuas se pueden detener en profundidades hasta de 6 m por medio de una máquina de tractor que excava una zanja, detiene el tubo de filtro flexible en la base de la zanja y rellena la zanja en una operación continua.^{11,4} Esta técnica es más apropiada para zanjas grandes de desagüe, aunque el método se puede usar en las excavaciones grandes como los diques secos.

Como una alternativa a las puntas coladeras con bombas de superficie, se considera el uso de un sistema de puntas coladeras eductor. Éste requiere de la provisión de un doble colector de tubos al nivel del terreno. El agua bombeada bajo presión alrededor de una cañería fluye hacia abajo hacia el eductor en el fondo de cada punta coladera donde la descarga

de una boquilla crea vacío. El agua se saca arrastrada hacia el vacío desde el suelo circundante y fluye arriba hasta un tubo elevador vertical hacia la segunda cañería colectora de tubos en que se almacena el agua para descargarse por gravedad al punto de escape. El método tiene la ventaja de que la extracción del agua del suelo no se limita en la profundidad por el levantamiento de succión de una bomba en el nivel del terreno. Sólo se bombea agua limpia a través de la cañería de presión principal reduciendo los problemas de mantenimiento de la bomba en comparación con los sistemas convencionales de puntas coladeras.

Uso de puntas coladeras en excavaciones profundas

El límite en la extracción sobre el nivel del agua entre 5 y 5.5 m bajo el nivel de bombeo ya fue mencionado; si se requiere de una excavación profunda debajo de la posición del nivel del agua, se debe colocar una segunda etapa o sucesivas etapas de puntas coladeras. Una sección a través de la instalación de tres etapas se muestra en la figura 11.16. No hay ningún límite para la profundidad de extracción en esta forma, pero el ancho total de la excavación, al nivel del terreno, resulta muy largo. Las etapas superiores se pueden, a veces, remover o reducir cuando las más bajas están trabajando.

Algunas ocasiones es posible evitar dos o más etapas de puntas coladeras excavando bajo el nivel del agua antes de instalar la bomba o el colector de tubos. El procedimiento, en su forma más sencilla, se muestra en la figura 11.17. Un caso más complejo está dado en la excavación para la toma de la casa de bombas de la estación de energía del Ferrybridge "B". En este lugar había dos niveles de manto freático, la más alta en una capa de ceniza y un relleno de escombros de cemento

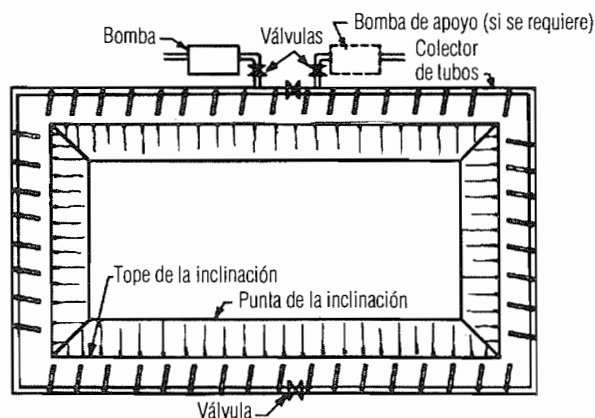


Figura 11.15. Instalación en una etapa de una punta coladera por medio del sistema de anillo.

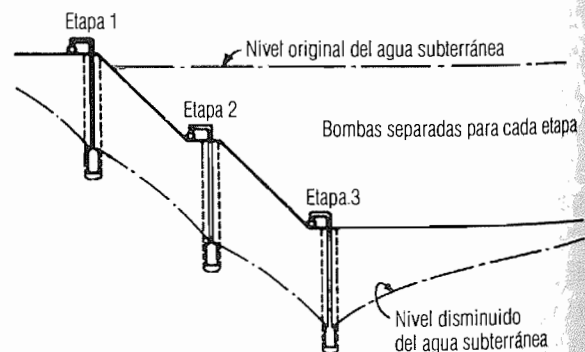


Figura 11.16. Instalación en tres etapas de una punta coladera.

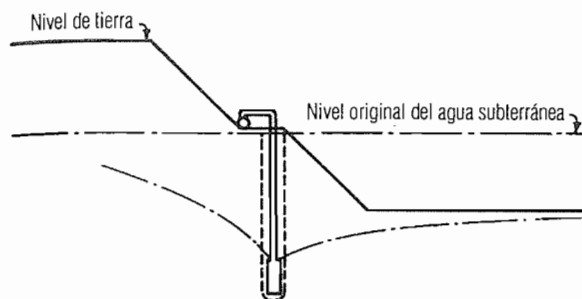


Figura 11.17. Reducción en el nivel de la tierra antes de la instalación de una punta coladera.

separado de los limos y las arenas y limos profundos de carga de agua por un estrato de arcilla blanda impermeable.

La altura de agua en el estrato más bajo era de 4.3 m sobre el nivel de la excavación. El nivel de agua más alto fue cortado por una sección de tablestaca ligera e hincada hacia la arcilla. La excavación después se continuó hacia la arcilla hasta un nivel en el cual el peso de la arcilla contrabalanceaba a la altura del agua en las arenas limosas de la base y las gravas arenosas. Las puntas coladeras se instalaron en este nivel y a la altura de los estratos de carga de agua se rebajaron antes que la excavación se terminara. Una sección cruzada a lo largo del lugar se muestra en la figura 11.18.

Las puntas coladeras usadas en las excavaciones con tablestacas se colocan cerca de las puntas de las tablestacas. Los tubos elevadores verticales se colocaron en cualesquiera de los lados interiores y exteriores de las tablestacas. Esto se hace para asegurar la disminución del nivel del agua entre las hileras de las tablestacas. No es necesario rebajar el manto freático a los toques de las puntas coladeras. Las puntas coladeras se colocan en unión con las tablestacas ya sea para prevenir la "ebullición" del fondo cuando los pilotes están a una penetración limitada, o bien para eliminar la presión hidrostática en la parte de atrás de una ataguía con tablestacas y de este modo permitiendo que se use un apuntalamiento ligero. Si las puntas coladeras se colocan para el último propósito es importante que se ponga una planta de bombeo continuo, de otra

manera, se producirá el colapso de la ataguía rápidamente si el bombeo cesa. En un suelo muy permeable el agua puede alcanzar su nivel original en cuestión de minutos. Por esta razón y en la finalización de un esquema de desagüe las puntas coladeras deben ser siempre encerradas una por una para permitir que el nivel de agua regrese gradualmente a su normalidad.

Los estratos impermeables y muy delgados de arcilla o limo se encuentran, a veces, en los suelos arenosos de carga de agua. Los estratos delgados de cerca de 2 mm si son continuos pueden ser muy problemáticos en un esquema de desagüe, causando rompimientos en la curva de extracción. Estos problemas se pueden superar extensamente chorreando a presión agujeros en los lados de las puntas coladeras fuera de la excavación y rellenándolos con arena gruesa. Estas columnas de arena proporcionan un cojín hacia abajo en el cual el agua puede filtrarse hacia las puntas coladeras más pronto que hacia los lados de la excavación; de este modo se previene el derrame desde los lados de la excavación. Los estratos de un material altamente permeable pueden causar dificultades cuando el agua tiende a pasar por las puntas coladeras. Esta situación se puede tratar chorreando a presión a intervalos inmediatos en una hilera alrededor de la excavación para producir una entremezcla de los diferentes estratos.

Donde la base de la excavación es un estrato impermeable no existe ninguna razón para la instalación de las puntas coladeras bajo la interfase entre la capa permeable de carga de agua y el estrato impermeable. Se debe suponer que algo de agua fluiría entre las puntas coladeras sobre la parte superior de la capa impermeable y emergerá al frente de la inclinación. Una erosión en este punto se puede revisar colocando una hilera de bolsas de arena a lo largo de la línea de filtración con un drenaje de festón (figura 11.13a) para coleccionar el agua. Esta adaptación se usó para el esquema de disminución del manto freático por gravedad para la construcción de un muelle largo en Nigg, Escocia.^{11.5} Una arenisca de marga relativamente impermeable brotaba encima de la base de la excavación sobre la mitad norte del muelle, y se usó una instala-



Figura 11.18. Instalación de la punta coladera para toma de la casa de bombas de la estación de energía del Ferry bridge "B".

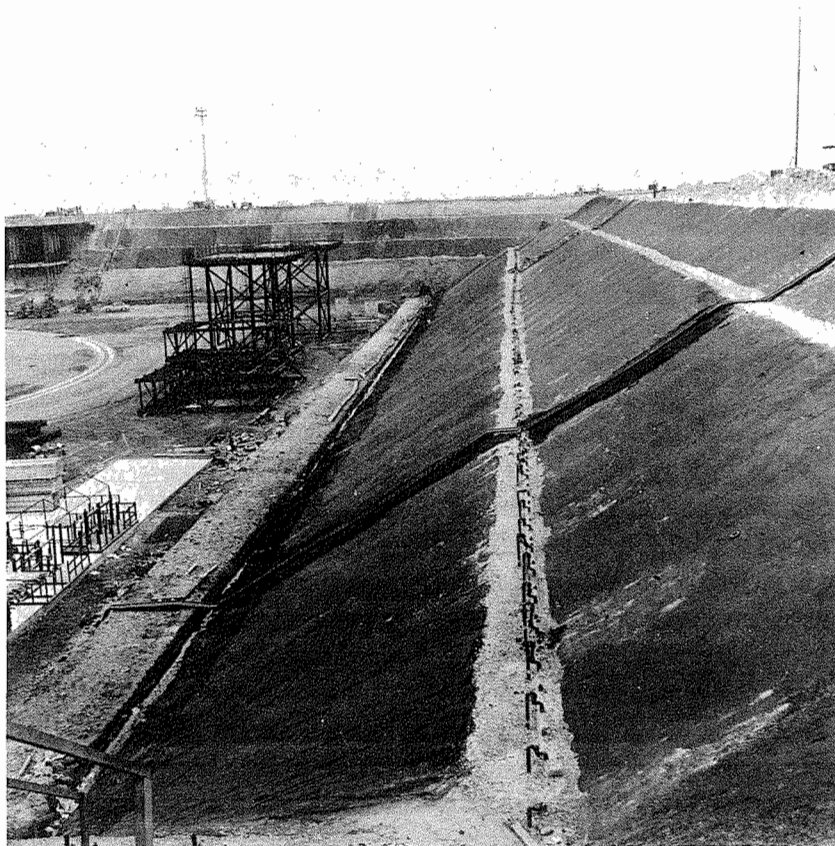


Figura 11.19. Instalación de una punta coladera para el muelle de Nigg, Escocia. (La etapa superior ha sido removida, únicamente la etapa inferior está trabajando, note el drenaje de festón a nivel de la altura de la roca.)

ción de doble etapa de puntas coladeras en esta parte de la excavación de 15 m de profundidad. La etapa más alta se sacó dejando la más baja en operación con un drenaje de festón en forma de zanja abierta en una berma en la base de la capa de arena permeable (figura 11.19). La roca sumergida bajo la mitad sur del muelle y la reducción del agua subterránea en esta área se lograron por medio de una serie de pozos perforados profundos a cada lado de la excavación. Esto se puede ver en la figura 11.20. Una tira angosta de dunas de arena separó el lado sur de la excavación del muelle del mar. En esta ubicación la excavación de 20 m de profundidad para el umbral de la puerta de la entrada se desaguó con una instalación de puntas coladeras de tres etapas; debido a la cercana proximidad del mar fue necesario un bombeo continuo y simultáneo durante las tres etapas. La instalación del desagüe permaneció activa por todo el periodo de construcción de las tres plataformas de producción de petróleo para el Mar del Norte, y durante este tiempo los declives arenosos se protegieron contra el desgaste por aire mediante una manta delgada de arena bituminosa.

11.3.4. Bombeo desde los pozos perforados

El bombeo desde los pozos se puede emprender por bombeos de la superficie con tubos de succión instalados en los pozos perforados. La profundidad de extracción por este método no es mucho mayor a 8 m. El uso principalmente de cañerías de bombeo desde los pozos se justifica cuando se requiere de gran disminución de agua o donde un volumen artesiano se debe rebajar en un estrato permeable a una profundidad considerable bajo el nivel de la excavación. En dichos casos se instalan bombas sumergibles de corriente eléctrica en los orificios profundos con una cañería ascendente a la superficie. Los pozos se pueden instalar en una amplia variación de condiciones del suelo con puntas coladeras, ya que una planta pesada de perforación se usa para hundir los pozos permitiendo que los pedregones, rocas u otro suelo difícil sea penetrado. El costo de la instalación de un sistema de pozos profundos es relativamente alto. Por lo tanto, el proceso es generalmente restringido para los trabajos que tienen un largo periodo de

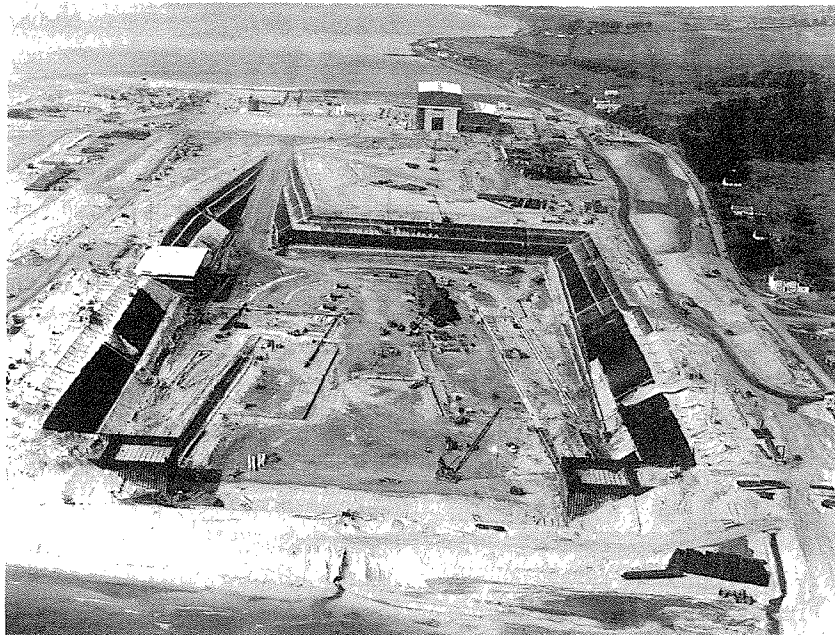


Figura 11.20. Instalaciones para la reducción del agua subterránea para el muelle de Nigg, Escocia. (La instalación de dos etapas de una punta coladera está al fondo de la fotografía, los pozos perforados se pueden ver en primer plano. Un sistema de tres etapas de una punta coladera operando a través de la entrada.)

construcción como los muelles secos o los pozos de acceso a los túneles largos por abajo del agua, cuando la simplicidad y el funcionamiento libre de problemas de la instalación de un pozo profundo diseñado apropiadamente es ventajoso.

El procedimiento para instalar un pozo perforado es, primero, hundir un bastidor que tenga un diámetro cercano a 200-300 mm, más largo que el entubado del pozo interior. El diámetro del último depende de la medida de las bombas sumergibles. Se debe notar que excavar un pozo de un diámetro de largo por medio de métodos normales de perforación resulta una pérdida considerable de suelo, resultando un hundimiento alrededor del pozo. Por lo tanto, no se deben instalar pozos perforados de gran diámetro cerca de estructuras existentes. Una vez terminado el orificio se inserta el entubado del pozo superior. Éste es colocado con una pantalla perforada sobre la longitud donde se requiere del desagüe del suelo y termina en una longitud de 3-5 m de un tubo no perforado para actuar como una bomba de sumidero y que colecta cualquier material fino que debe ser sacado a través de malla de filtro. La pantalla perforada puede consistir de un entubado de pozo ordinario con ranuras o agujeros realizados a través del muro y malla de latón soldada alrededor de la parte exterior. Una pantalla más barata y casi totalmente efectiva consiste de un tubo de PVC ranurado rodeado por un filtro en forma de mango de una malla

de nylon o de terileno. Las ranuras son preferidas en lugar de los agujeros, debido a que hay un menor riesgo de bloqueo por las piedras redondas. El área efectiva de pantalla se puede incrementar por medio de vástagos soldados longitudinal o espiralmente sobre el entubado para proporcionar un espacio libre entre la malla y el entubado. Como una alternativa para la pantalla de malla, se propuso comerciar un entubado ranurado con aberturas finas, siendo de gran ventaja en muchos casos. Para largos periodos de bombeo, el entubado ranurado se puede construir por medio de acero ligero cubierto de bitumen, acero inoxidable o un entubado rígido de PVC.

Una vez instalado el entubado del pozo, el material del filtro de grava aplanada se coloca entre el mismo y el orificio exterior entubando la longitud a ser desaguada. El entubado exterior se retira por etapas mientras se coloca el material del filtro. El espacio sobre la pantalla se rellena con cualquier material disponible. El agua de dentro del pozo es después "agitada" por una herramienta de perforación para mover el flujo hacia atrás y adelante a través del filtro, y al mismo tiempo cualquier arena innecesaria que cae en la bomba de sumidero se limpia antes de instalar la bomba sumergible. Esta es la última operación antes de poner el pozo en acción. La instalación completa se muestra en la figura 11.21.

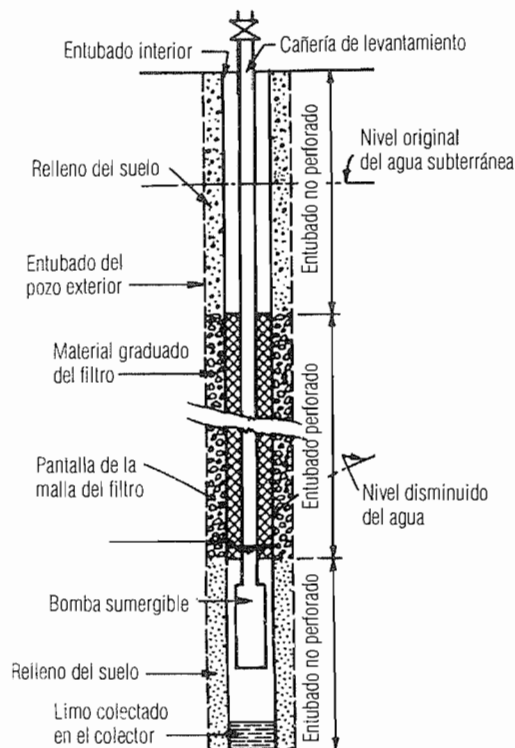


Figura 11.21. Instalación de un pozo perforado.

Diseño del filtro

La graduación del material de filtro se determina por el promedio de gradación del suelo a desaguar. Los análisis de cribas se hacen con gran número de muestras, y se saca un promedio de la curva de gradación, o en el caso de un suelo variadamente graduado, se sacan las curvas de graduación de las capas finas y gruesas. Después, por las reglas de Terzaghi, el material filtrado se debe seleccionar de manera que su medida de grano al 15 % "más fino que" la medida (D. 15) debe ser por lo menos cuatro veces tan grande como 15 % de la medida de la capa más gruesa del suelo en contacto con el filtro, y no más de cuatro veces tan grande como el 85 % "más fino que" la medida (D. 85) de la capa más fina del suelo en contacto con el filtro. La medida máxima del material filtrado debe ser por lo menos dos veces la de las aberturas de la pantalla de malla (o un tubo perforado si no se coloca alguna malla). Para evitar la pérdida del volumen a través de un filtro es, frecuentemente, necesario poner más de una capa de material filtrado y graduado con un espesor mínimo de 150 mm para cada capa. Un ejemplo del diseño de un filtro graduado de dos capas se muestra en la figura 11.22. Éste se utilizó en el parque Trafford, Manchester, para el desagüe de un pozo perforado de arcilla glacial interestratificado con grietas delgadas de arena fina con carga de agua.

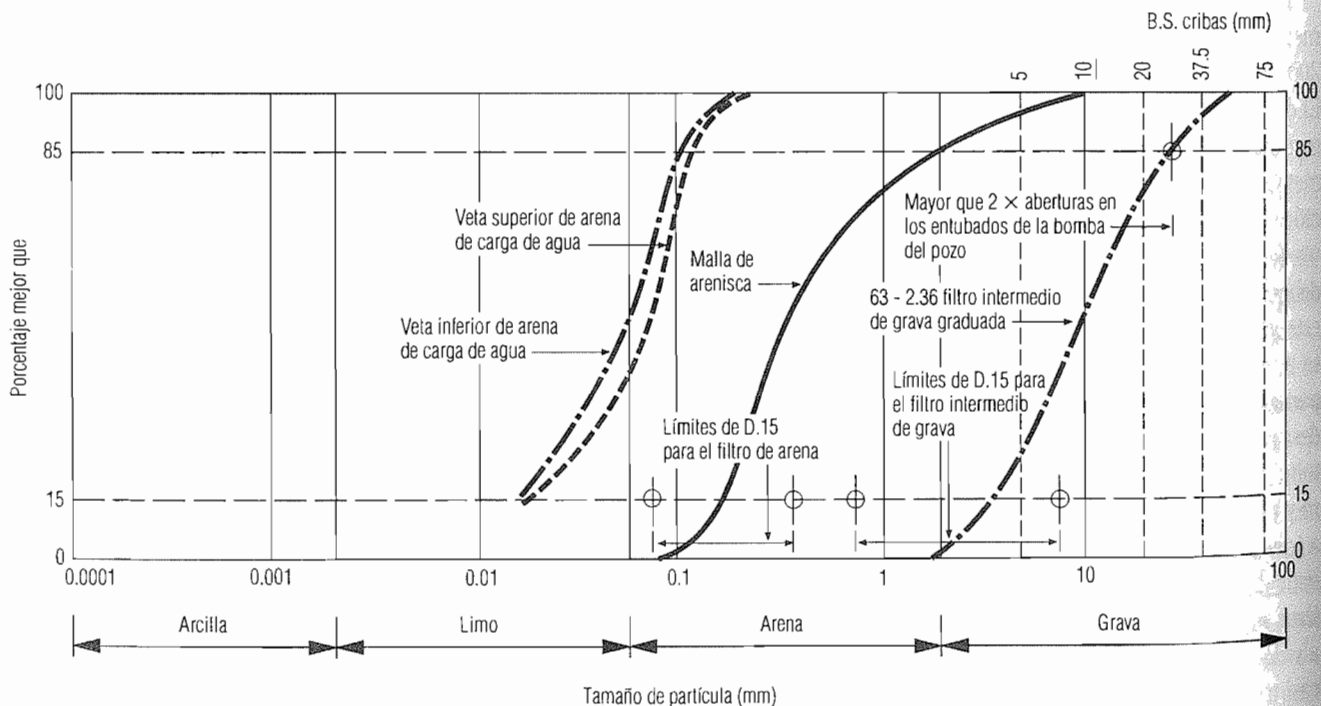


Figura 11.22. Ejemplo del diseño de un filtro graduado de dos capas.

Se requiere de gran cuidado en la colocación del filtro para evitar el daño a las pantallas perforadas, ya que las bombas sumergibles son muy susceptibles a la obstrucción y al derribamiento si éstas tienen que bombear agua sucia.

Planta de bombeo

Se debe hacer una consulta a los catálogos de los fabricantes para las medidas y los requerimientos de fuerza de las bombas sumergibles para varios usos. Como ejemplos, tenemos una bomba en un orificio de 150 mm que puede repartir 350 l/min contra 30 m de altura, o una bomba en un orificio de 350 mm puede alcanzar 7500 l/min contra 30 m de altura. Los pozos perforados se pueden espaciar a intervalos mucho más anchos que las puntas coladeras, debido a que las bombas pueden ser instaladas a profundidades mayores bajo el nivel de la excavación, de este modo dan un área más ancha de extracción para cada pozo individual. La profundidad del pozo depende de la profundidad de un estrato bajo e impermeable. De este modo, en la figura 11.23a, el estrato impermeable está a una profundidad mayor, y las bombas pueden bien ser colocadas bajo el nivel de la excavación, y adoptarse un espacio ancho. En la figura 11.23b, el estrato impermeable está a una gran profundidad bajo el nivel de la excavación y no hay ningún punto en la colocación de la pantalla de filtro debajo del estrato permeable.

Esto limita la profundidad de extracción, por lo que se debe

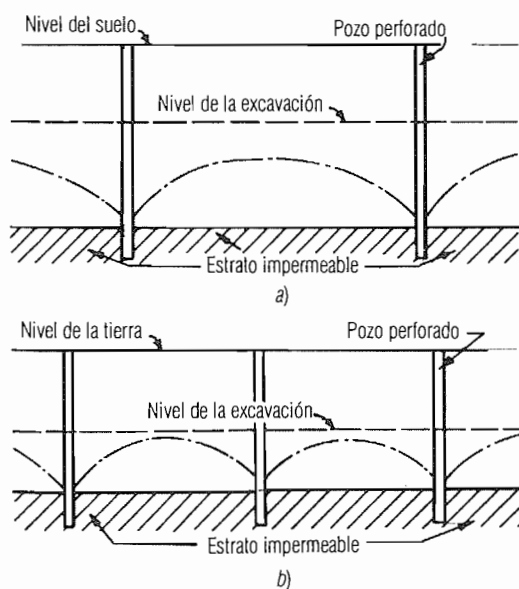


Figura 11.23. Espaciamiento de los pozos perforados.

adoptar un espacio cerrado. La forma curva de extracción depende de la permeabilidad del suelo. Para una grava arenosa la curva de extracción es plana (figura 11.24a), y la superficie libre de agua se extrae hacia el nivel de bombeo en el orificio, haciendo posible de este modo un espacio ancho (aunque la tasa de bombeo correspondientemente sea alta). En caso de un suelo con una permeabilidad relativamente baja, por ejemplo, una arena limosa, no se saca la superficie libre de agua hacia el nivel de bombeo en el pozo, necesitando un espacio más cerrado de los pozos, pero con un rendimiento menor por pozo (figura 11.24b).

El espaciamiento de los pozos no debe ser muy ancho de manera que, al cerrar hacia abajo un pozo individual para reparaciones de la bomba, se produzca que el nivel del agua se eleve sobre el nivel de la excavación. Por ello, la instalación se debe diseñar para que los pozos individuales se puedan cerrar hacia abajo cuando se requiera, para limpiar los pozos y para el mantenimiento de las bombas. Puede existir la tendencia a acumularse de las bacterias de la arcilla en las bombas y en las pantallas de los pozos. Estas últimas se necesitan limpiar cepillándolas y tallándolas con un estropajo después de levantar las bombas. Se deben colocar generadores de diésel a la mano para remplazar la fuerza eléctrica. Si la instalación tiene su propia planta generadora debe tener una capacidad amplia de suministro para los generadores y motores. Esta capacidad disponible debe ser de un 100 % para los requisitos máximos de poder. En el caso de un bombeo desde las bombas de sumidero abiertas, se requiere de máximo

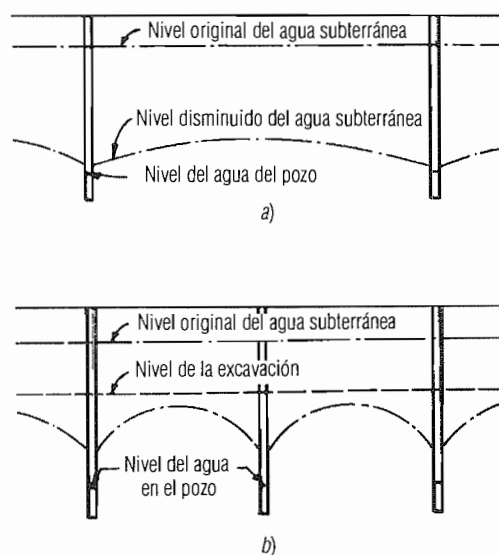


Figura 11.24. Extracción en los suelos permeables y semipermeables. a) Extracción en la grava arenosa. b) Extracción en la arena limosa.

poder solamente durante el tiempo de disminución del agua desde su nivel de posición hasta la condición de extracción total. Después de esto el poder requerido es considerablemente menor y puede ser tan pequeño como un 50 % de lo máximo.

11.3.5. Bombeo desde los pozos horizontales

Este proceso se aplica solamente en circunstancias especiales donde las puntas coladeras o los pozos perforados de disminución de agua no se puedan usar. Las condiciones típicas son en una excavación profunda que necesita realizarse a través del suelo con carga de agua pesada y que se encuentra sobre o justo dentro de un estrato impermeable (figura 11.25).

Debido a la gran profundidad, o las posibles obstrucciones, el tablestacado no se puede hundir para hacer una interrupción en el estrato impermeable. Los pozos perforados no pueden disminuir el agua del suelo completamente hacia el estrato de la roca por la forma de la curva de extracción. El procedimiento consiste en hundir entonces un pozo alineado por métodos de perforación en el estrato de arcilla. El pozo es lo suficientemente grande para permitir que un hombre descienda al fondo e instale los pozos horizontales que son levantados y lavados a presión dentro del terreno. Estos pozos consisten de un entubado dentro y afuera, y el espacio entre ellos se rellena con un filtro gravoso. Éstos son provistos con válvulas donde pasan a través del muro del pozo para permitir que sean aislados hasta que todos sean instalados. Las válvulas después se abren y el bombeo tiene lugar desde el pozo usando una bomba de hundimiento o una bomba sumergible.

Este método de desagüe también se usa como una medida permanente de drenaje donde la filtración ocurre en un sótano

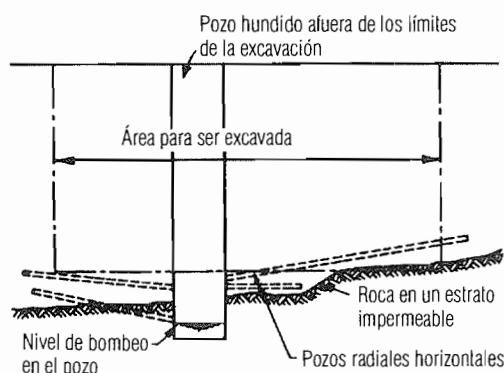


Figura 11.25. Instalación de un pozo horizontal.

no grande y profundo construido en una excavación de roca. Un pozo profundo se hace cerca del sótano y los pozos radiales se barrenan desde ahí para interceptar una capa de roca quebrada que, afortunadamente, se coloca bajo el sótano.

11.3.6. Desagüe del suelo por electroósmosis

Los distintos métodos de desagüe del suelo descritos antes se usan principalmente en gravas y arenas. Los suelos de partículas más finas, es decir, limosos y arcillosos, son más problemáticos de drenar debido a que las fuerzas capilares que actúan en el agua de poro previenen su flujo libre bajo gravedad a un pozo filtrado o a una bomba de sumidero. El proceso de vacío de puntas coladeras en limos ha sido mencionado antes, aunque si este proceso no es efectivo y si por una razón u otra el tablestacado no se puede usar, entonces la electroósmosis es un recurso posible y se puede probar que es menos caro que el último recurso de congelar el suelo. En el sistema de electroósmosis se hace una corriente directa para flujo desde los ánodos, que son vástagos de acero hundidos en el suelo; los pozos de filtro forman los cátodos. Las partículas de agua cargadas positivamente fluyen a través de los poros en el suelo y se colectan en los cátodos donde se bombean hacia la superficie. Casagrande^{11,6} mostró que la ecuación de flujo es similar a la ley de Darcy: la tasa de flujo es dependiente de la porosidad del suelo y de la potencia eléctrica. En pocos casos ejemplificados del proceso en que una corriente de 100 A se usó, los requerimientos de energía fueron de más o menos 0.5-1.3 kW/m³ de desagüe del suelo para las excavaciones grandes y a lo mucho de 13 kW/m³ para las pequeñas.

Una típica disposición de una instalación se muestra en la figura 11.26. Los ánodos se colocan lo más cerca posible de la excavación ocasionando el flujo del agua del suelo desde las inclinaciones, que efectivamente lo estabilizará y permitirá los declives escalonados aun en los limos de carga de agua. Los

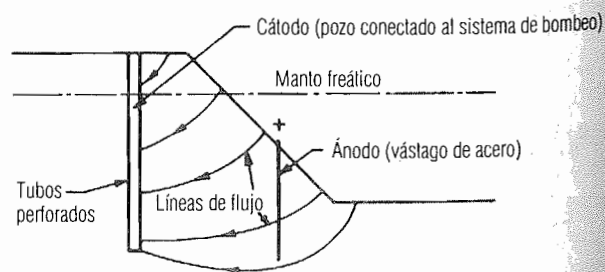


Figura 11.26. Instalación por electroósmosis.

ánodos se corroen y requieren constantes remplazos, pero los cátodos permanecen útiles por largos periodos. El proceso se desarrolló en Alemania durante la guerra de 1939-1945, y se usó para estabilizar una sección de la vía del ferrocarril en Salzgitter y en la construcción de muelles de buques-U y otros trabajos en Trondhjem.^{11.6} Una electroósmosis más reciente se utilizó para estabilizar un terraplén de suelo arenoso en las excavaciones para un muelle seco en Singapur.^{11.7} En este material el consumo de energía fue de 0.5 kW h/m³ de desagüe. El poder fue suministrado a 25 A desde los generadores portátiles de soldadura.

Generalmente, la electroósmosis se ha empleado más para remediar una situación difícil donde otros métodos han fallado antes, que como un proceso de construcción. El principal inconveniente son sus altos costos de instalación y del funcionamiento inicial, pero el consumo de energía, y por lo tanto los costos de funcionamiento, se reducen considerablemente después de que el suelo se estabiliza.

11.3.7. Reducción o eliminación del flujo del agua subterránea por medio de una lechada

En el suelo donde la permeabilidad es tan alta que las puntas coladeras o los pozos perforados necesitan de una alta capacidad de bombeo, o en las formaciones de rocas de carga de agua donde las puntas coladeras no se pueden usar y los pozos perforados son muy costosos, entonces se deben explorar otros recursos para controlar el agua del suelo. Un método es inyectar suspensiones finas o fluidos en los espacios porosos, en las fisuras o en las cavidades del suelo o roca, reduciendo así su permeabilidad. El tipo de material de inyección se rige por la distribución de la medida de las partículas del suelo o la fineza de fisuramiento en un estrato de roca. La referencia de la figura 11.12 proporcionará una guía para la conveniencia de varios procesos de inyección para los suelos. Otra guía para la conveniencia de lechadas de *suspensión* la da el "radio de lechada". De este modo, para que un suelo admita una lechada de suspensión, la proporción de la medida de D.15 del suelo a la medida de D.85 de las partículas de la lechada deben ser mayores a 11:25 para las lechadas de cemento y mayores que 5:15 para las lechadas de arcilla.

La lechada es un proceso relativamente muy costoso. El objetivo debe ser mantener el volumen del material básico al mínimo. Con respecto a esto, las lechadas químicas tienen ciertas ventajas ya que cuestan considerablemente más

que los cementos por tonelada, se pueden diluir en gran medida y aún funcionan con efectividad en su papel de reducir la permeabilidad del terreno. Se pueden emplear varios aditivos para controlar las propiedades de viscosidad y de gelatinización de las suspensiones y de lechadas químicas de fluido, de este modo limitan su dispersión en el suelo y mantienen el espesor de la barrera impermeable al mínimo. Las lechadas de fluido pueden ser más efectivas que las suspensiones en el aspecto de reducir la permeabilidad del suelo debido a que todos los espacios porosos se rellenan, puesto que las suspensiones deben rellena únicamente los huecos largos. Una buena información acerca del uso en las prácticas y en los principios de lechada se incluyen en los *Proceedings of the Symposium on Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*^{11.8} y en el Code of Practice (Código de Práctica) CP 2004.

Se necesita tener mucho cuidado en la adopción de procesos de inyección, en especial cuando se trabaja cerca de las estructuras existentes bajo el suelo, debido a que las grandes cantidades de materiales inyectados en el suelo bajo presión pueden inevitablemente causar algún desplazamiento. El material inyectado tiende a viajar a lo largo de los estratos más permeables, o de los planos de fractura, a veces emergiendo a una distancia considerable al punto de inyección. De este modo se debe tener mucho cuidado con las cloacas o los sótanos si existen algunos cerca del trabajo, y mantenerse registros continuos sobre los niveles de la superficie.

Lechada de cemento

El cemento es apropiado para la inyección donde se requiere de un endurecimiento además de una reducción en la permeabilidad del suelo o del estrato de la roca. Es necesario para el suelo tener una graduación muy gruesa (véase figura 11.12) para permitir una lechada efectiva con cemento. El proceso es muy inefectivo en arenas, excepto por su consolidación o su efecto de compactación cuando se inyecta a intervalos cercanos. En los materiales gruesos o en las rocas, la excavación se rodea por una "cortina-lechada" consistente de dos hileras de agujeros primarios de inyección a 2.5-5 m a centros en ambas direcciones, con unos agujeros secundarios (y posiblemente agujeros terciarios) entre ellos (figura 11.27).

La lechada de cemento se usó para excavaciones de cimentaciones para las extensiones del North Point Generating Station, Hong Kong. Este lugar estaba en el suelo recuperado

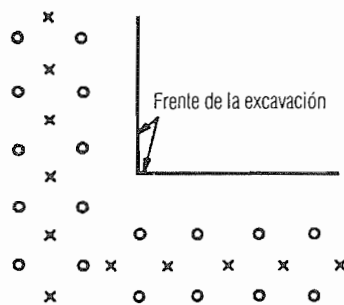


Figura 11.27. Plano de los agujeros de inyección de lechada para formar "una cortina de lechada" alrededor de la excavación. **o**, agujeros primarios de inyección; **x**, agujeros secundarios de inyección.

por malecón de piedra bruta-granito y rellenando atrás de ellos con arena y arcilla. Varias de estas recuperaciones se hicieron en el lugar de la estación cruzada por tres muros de piedra bruta de granito. Estos muros se intersectan en ángulos

rectos a un muro del muelle de mampostería de granito construido sobre un montículo de piedra bruta (figura 11.28). Se hizo necesario hundir muchos pozos a través de dos de los muros enterrados para permitir que los pilotes fueran hincados para las cimentaciones de los edificios de la estación generadora y de la planta. Fue claramente imposible hundir los pilotes a través de la piedra bruta, los cuales incluían 5 ton de pedregones. Tampoco se pudieron fincar las tablestacas alrededor de las excavaciones de los pozos para sacar el agua del suelo. Conforme con esto, se decidió excavar en los pozos enmaderados. El lugar de la investigación mostró que el agua del suelo en los montículos de piedra bruta tenía una conexión en la bahía hacia el mar a través del muro del embarcadero. Por lo tanto, para evitar las grandes cantidades de bombeo de agua desde los pozos, se formó una cortina lechada a través de dos muros enterrados de piedra bruta, cerca de su intersección con el muro del embarcadero. Se barrenó una

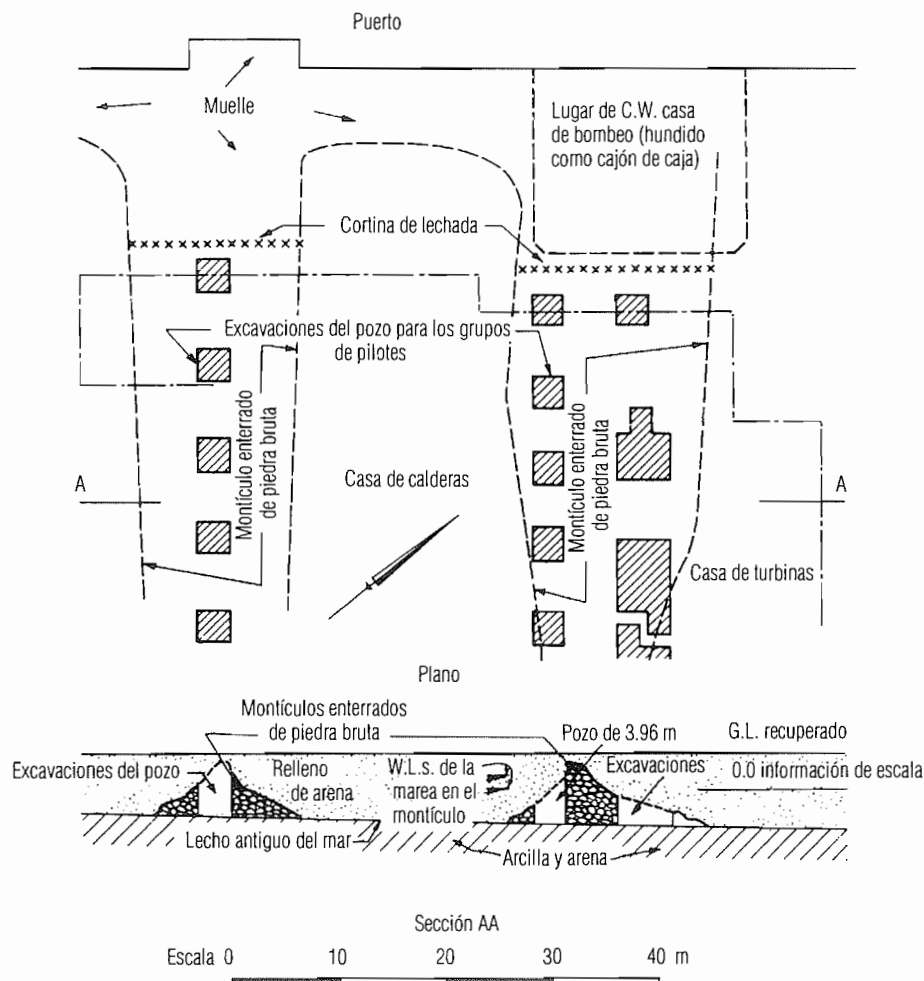


Figura 11.28. Operaciones de lechada para la excavación de un pozo, North Point Generating Station, Hong Kong.

sola hilera de agujeros de 9 m de profundidad a 3.7 m a centros para formar cada cortina. Los primeros agujeros barrenados tomaron cerca de 30 ton de cemento aunque las cantidades para los agujeros posteriores fueron menores; se usaron cerca de 150 ton de cemento para las dos cortinas lechadas. Para economizar el cemento se usó una lechada arenosa en la proporción de tres partes de cemento por una de arena. La efectividad de la cortina lechada se puede juzgar pues solamente dos bombas de 150 mm se usaron para desaguar los pozos cercanos al puerto, y una sola también de 150 mm para los pozos más lejanos. Un total de 22 pozos se excavaron a una profundidad máxima de 8.5 m.

En el proceso de lechada a chorro se usa una boquilla rotatoria para excavar un agujero cilíndrico hasta la profundidad requerida. El escombros se remueve por circulación en reversa. Una mezcla de arena/cemento se inyecta para rellenar el agujero, formando así unas columnas de lechada espaciadas cercanamente que pueden actuar como elementos de carga además de poner una interrupción al influjo del agua del suelo. El proceso se utiliza mejor en suelos uniformes. Los depósitos con capas incluyendo los de bandas de arcilla pueden resultar en una formación de columna irregular debido a la acción selectiva de chorro a presión.

Lechada de arcilla

Las inyecciones de emulsión de bitumen o suspensión de arcilla o bentonita, a veces con el agregado de químicos que ayudaran a la dispersión y a la suspensión de estos materia-

les, se usaron en suelos donde la graduación es muy fina para la lechada de cemento, y en las gravas donde la reducción en la permeabilidad se requiere sin necesitar de algún endurecimiento del suelo. La lechada con una suspensión de arcilla bentonítica tratada químicamente se ha empleado ampliamente para crear cortes impermeables en estratos aluviales bajo las cimentaciones de presas, y para producir barreras impermeables alrededor de las excavaciones en estratos aluviales de carga de agua. El principio del método es usar arcilla bentonítica en combinación con cemento Portland, silicatos solubles y otros agentes en proporciones diferentes para producir una lechada; las características de la cual puede variar para ajustarse la permeabilidad del suelo en que se inyecta. Los huecos largos se rellenan primero con una lechada de arcilla-cemento seguida por una lechada química de arcilla para luego rellenar los espacios con los materiales más finos.

La construcción de la Estación Auber en el Metro de París es un buen ejemplo del uso de las varias técnicas de lechada que permiten que las excavaciones se realicen en condiciones muy difíciles de tierra y de lugar. Una galería de extracción se hundió primero, hacia el nivel de la corona del túnel de la estación. Se inyectó una lechada de cemento-arcilla desde los agujeros barrenados y radiales para tratar el suelo circundante de una galería de extracción posterior entonces hundida hasta el nivel de elasticidad a cada lado del túnel de la estación (figura 11.29).

Las inyecciones de la segunda etapa de arcilla-cemento se hicieron sobre el nivel de la corona de la galería de extracción para formar una "sombrija" de suelo tratado sobre el túnel, y

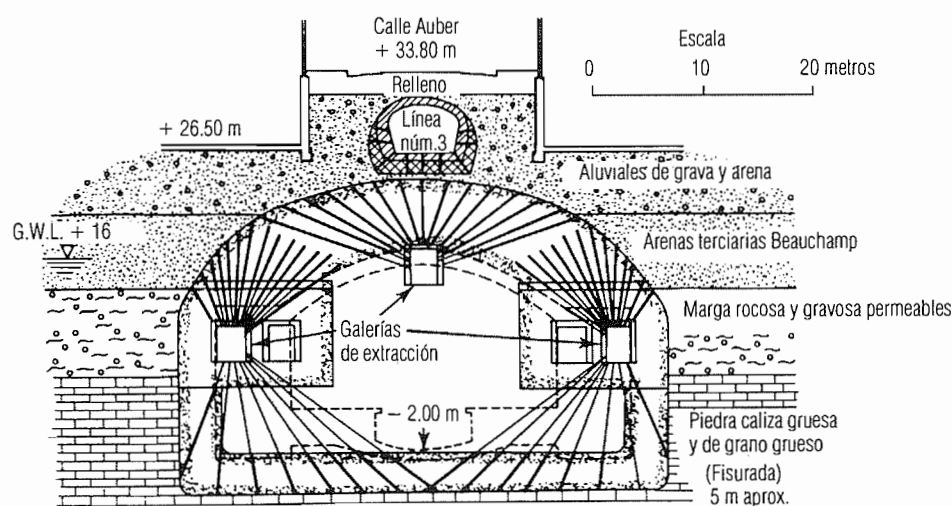


Figura 11.29. Patrón de inyección de lechada alrededor de las excavaciones para la Estación del Metro Auber, en París.

desde arriba y por abajo de los lados de la galería de extracción para completar la cortina de lechada alrededor de la excavación. Simultáneamente con la lechada de la primera etapa una lechada de etil acetato se inyectó debajo del túnel existente de la línea núm. 3 del Metro para formar una goma de endurecimiento. El trabajo ha sido descrito por Glossop^{11,9} y por Janin y le Sciellour.^{11,10}

Consolidación química

El proceso de inyección química o de consolidación química se aplica a las gravas arenosas, y para las arenas de grados finos (véase figura 11.12). El químico más comúnmente usado es el silicato de sodio que, en conjunto con otros químicos, forman un “gel-cílico” muy duro e insoluble. En los procesos de “doble-tiro”, los tubos se hunden en el suelo separados cerca de 0.5 m y se inyecta cloruro de calcio bajo uno y silicato de sodio bajo el otro mientras que los tubos se retiran lentamente por etapas. Como alternativa, se puede inyectar un químico mientras se hunde el tubo seguido por el otro químico mientras éste se retira.

El método de “doble-tiro” ha sido remplazado en gran parte por la técnica de “un-tiro” en el cual todos los químicos se mezclan inmediatamente antes de inyectarlos. La lechada se formula de manera que se forme el gel dilatado un tiempo suficiente para permitir una completa penetración en el suelo. Muchos otros procesos químicos basados en el principio de “un-tiro” se han desarrollado con el objetivo de obtener una viscosidad muy baja al tiempo de inyección, con sólo un aumento lento en la viscosidad mientras ocurre la gelatinización, asegurando de este modo una penetración máxima. Los químicos incluyen polímeros acrílicos, resinas y ligníticas. La consolidación química tiene aplicaciones en el trabajo de apuntalamiento; un ejemplo se muestra en la sección 12.3.7.

Una interrupción completa del agua por consolidación química o una inyección de una arcilla se puede obtener únicamente por inyecciones repetidas a espacios cercanos sobre un ancho considerable del suelo tratado. El costo de dicho trabajo se justifica raramente y en la mayoría de los casos prácticos se logra una suspensión parcial, digamos de 80-95 %, que es todo lo que se requiere. Se debe recordar que los suelos permeables de carga de agua contienen aproximadamente de 30 a 40 % de espacios huecos, que se deben rellenar con químicos caros. De este modo, considerando el volumen de la tierra a ser tratada en una cortina de lechada, de cerca de 2-2.5 m de espesor, el proceso es necesariamente

costoso, alrededor de dos a cinco veces más que la lechada con cemento. La lechada de arcilla es más barata que las inyecciones de cemento, particularmente si se puede usar la arcilla de la excavación. Al otro lado de la escala, la lechada de polímero acrílico y de resina puede costar de 10 a 20 veces más cuando mucho, de la lechada de cemento por metro cúbico de suelo.

11.3.8. Excavación bajo aire comprimido

El uso del aire comprimido para excluir el agua de las excavaciones de las cimentaciones en los cajones y en los pozos ha sido descrito en el capítulo 6.

11.3.9. Proceso de congelamiento

Debido a su alto costo el congelamiento del suelo para evitar la entrada del flujo de agua a las excavaciones se considera por lo común el último recurso cuando todos los otros han fallado o resultan imprácticos por una u otra razón. El alto costo del método de congelación se debe a la necesidad de realizar un gran número de perforaciones a espacios cercanos alrededor de la excavación. Las perforaciones se deben barrenar con un alto orden de precisión en la verticalidad para evitar el riesgo de una abertura en el cercamiento del suelo helado, y la instalación de la planta de refrigeración es costosa así como su mantenimiento. El sistema tiene también la desventaja de llevar varios meses para barrenar los agujeros, instalar la planta y congelar el suelo; además, congelar ciertos tipos de suelo causa un severo levantamiento. Hay dificultades en manejar las herramientas de aire comprimido a las bajas temperaturas predominantes en la excavación, y también a las dificultades en la concreción del trabajo permanente. Sin embargo, en algunas situaciones el congelamiento es el único método práctico en relación con el agua subterránea, como en las excavaciones muy profundas de pozos, donde la presión del agua es muy alta para permitir el trabajo de un hombre con aire comprimido y donde las fisuras de la roca son muy finas para la inyección. El proceso de congelamiento también tiene una considerable ventaja en el acierto de su efectividad al sacar el agua de una excavación, ya que los métodos de inyección de lechada o de disminución del manto freático no son completamente efectivos debido a la variación de las condiciones del suelo.

Básicamente, el sistema implica hundir un anillo o un rectángulo de perforaciones a 1-1.5 m a centros alrededor de la excavación. Las perforaciones son alineadas con 100-150 mm de un entubado de acero o plástico con fondos cerrados; un tubo interior de 38-75 mm de diámetro abierto hacia el fondo se inserta después. Las partes superiores de los tubos interiores se conectan a una cañería de anillo que lleva salmuera templada desde la planta de refrigeración. La salmuera se usa para congelar la tierra que es bombeada hacia abajo de los tubos interiores y levantada hacia el espacio anular entre los tubos y el entubado exterior; entonces regresa vía la planta de refrigeración. Usualmente toma de seis semanas a cuatro meses congelar el suelo. Se barrena una perforación alineada con tubos perforados cerca del centro del área tratada para que actúe como un indicador de lecturas. Mientras el muro de hielo se va formando va comprimiendo el agua del suelo adentro del muro. Cuando el agua alcanza al tubo de lectura y se hunde al nivel del suelo, el muro de hielo se cierra y la excavación puede comenzar.

Es muy importante, cuando se use el proceso de congelamiento, asegurarse de que el muro de hielo es continuo antes de comenzar la excavación. Las dificultades encontradas al excavar en un muro de hielo incompleto se han descrito por Ellis y McConnell.^{11,11} Un gran número de ejemplos para su uso se han dado por Harris^{11,12} en los trabajos de ingeniería civil.

Un escrito de Collins y Deacon^{11,13} muestra una cuenta detallada de los métodos de instalación, cálculos para el espesor del muro de hielo y la extensión refrigerante, también indica información sobre costos. Este trabajo describe el uso de los procesos de congelamiento para hundir pozos profundos a través de tiza con carga de agua para el esquema de agua de Ely Ouse-Essex.

Se puede obtener un ahorro considerable en el tiempo para alcanzar el congelamiento, usando un alimentador de líquido de nitrógeno directamente desde los receptáculos aislantes hacia los tubos hundidos en el terreno, tal como lo describió Harris.^{11,12} El nitrógeno líquido es caro pero los costos de instalación pueden ser considerablemente más bajos que los del método de salmuera, y su uso, por lo tanto, es más económico que el de la instalación de salmuera donde un recurso de corto término se requiere para superar una porción localizada de suelo malo. El nitrógeno líquido puede congelar el suelo aproximadamente cinco veces más rápido que el enfriamiento por salmuera, permitiendo que se forme el muro de hielo en unos pocos días (o aun en horas).

11.4. ASENTAMIENTO DEL TERRENO ADYACENTE A LAS EXCAVACIONES CAUSADO POR LA DISMINUCIÓN DEL MANTO FREÁTICO

11.4.1. Causas de asentamiento

Los problemas de asentamiento de la superficie del suelo adyacente a las excavaciones se deben a la tubería del suelo debajo de las tablestacas, la erosión desde los lados inclinados de las excavaciones y a la infiltración fina hacia los pozos de bombeo, ya mencionados en páginas anteriores. Sin embargo, hay una causa de asentamiento del terreno propensa a ocurrir en algunos tipos de suelos, sin importar cuán cuidadosamente se ejecute la disminución del agua subterránea. Este tipo de asentamiento se debe al incremento en la densidad del suelo como resultado de una disminución general del manto freático. De este modo, a un punto A cercano a la excavación, donde el agua del suelo se ha disminuido por bombeo desde el colector (figura 11.30a) o B adyacente a un sistema de puntas coladeras (figura 11.30b), la presión efectiva de sobrecarga (*overburden*) antes de disminuir el nivel freático se obtiene por

$$p_e = \gamma_{sub} H + \gamma_{sat} b$$

y después de que el nivel freático ha sido rebajado p_e se convierte en

$$p'_e = \gamma_{sat} (H + b)$$

que es un incremento en la presión de

$$\begin{aligned} \gamma_{sat} H - \gamma_{sub} H &= (\gamma_{sub} + \gamma_w) H - \gamma_{sub} H \\ &= \gamma_w H. \end{aligned}$$

En otras palabras, la presión efectiva en A o B se aumenta en una cantidad equivalente a la altura del agua que existe sobre estos niveles antes del desagüe. Si existen sobre el estrato

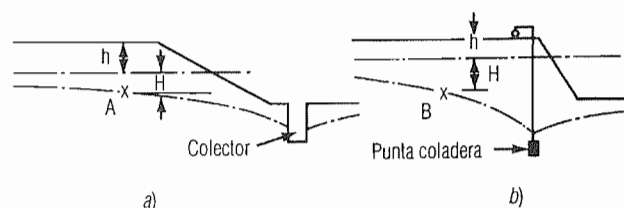


Figura 11.30

de carga de agua arcilla comprimida o capas de turba, el aumento en su carga efectiva provocará su consolidación acompañada por un asentamiento de la superficie del suelo. De manera similar, el aumento en la presión efectiva en un estrato compresible debajo del nivel freático disminuido también causará una consolidación de estos estratos con el asentamiento correspondiente en el nivel del suelo.

Aunque los efectos son severos en arcillas blandas y en turbas, se puede dar un asentamiento apreciable en las arenas, en especial si son sueltas y si se permite que fluctúe el nivel de agua rebajado. Los problemas, pequeños o no, se deben sopesar sobre todo con arenas densas y gravas, estableciendo en el sistema de disminución del agua del suelo unos filtros eficientes para evitar la pérdida de compactación del suelo. Se debe conceder una consideración especial a la posibilidad de que exista un asentamiento de cimentaciones con pilotes si éstos están sostenidos sobre materiales compresibles, cuando la disminución del nivel de agua provoca una fricción superficial negativa o un arrastre hacia abajo de los pilotes. Si el aumento en la carga de los pilotes es pequeño, y si éstos se clavan en arcilla dura o rígida, el asentamiento resultante será insignificante. Sin embargo, si el aumento en la carga es suficiente para exceder su capacidad de soporte, es inevitable un asentamiento fuerte.

11.4.2. Pozos de recarga

Se deben tomar precauciones contra dichos efectos por medio de un sistema de "pozos recargados", esto es, bombeando el agua hacia el suelo cerca de la excavación para mantener alto el nivel freático. Este procedimiento fue adoptado para la excavación del sótano en la Torre Latinoamericana en la ciudad de México.^{11,14}

La disminución del nivel freático profundo en la ciudad ha provocado grandes asentamientos de las arcillas volcánicas lacustres, y se temió que un escalón de arrastre hacia abajo en los estratos poco profundos de carga de agua en las cimentaciones de las excavaciones causara un serio asentamiento en los edificios y calles vecinas. La excavación asentada casi hasta la parte superior de la primera capa de arena de carga de agua (cerca de 2.5 m bajo el nivel del terreno), se rodeó con tablestacas de madera ranuradas y lengüeteadas (tablestaca de tabloncillos ensamblados) y se hicieron cuatro pozos de bombeo de 35 m de profundidad. El nivel del agua fue después rebajado hasta el nivel de la excavación final de 12 m y el agua se descargó hacia una zanja de

"absorción" al nivel del suelo para mantener las condiciones existentes del manto freático en los depósitos poco profundos. También se descargó hacia los pozos de recarga o de inyección para mantener el volumen existente en las capas bajas permeables (figura 11.31). Estos pozos, consistentes de tubos de 75 mm perforados a 12, 16, 21 y 28 m que pasaron a través de las capas permeables fueron rodeados por un filtro de arena de 90 mm de ancho.

El proceso de recarga evita el asentamiento de las estructuras adyacentes y, al mismo tiempo, el aumento en la presión efectiva sobre la capa de arcilla bajo el nivel del sótano debido a la reducción en el nivel de agua compensada para la disminución en la presión de sobrecarga (*overburden*). De este modo, no ocurrió ninguna dilatación en la excavación del sótano. El proceso de recarga es aún una práctica común en la Ciudad de México.

Los pozos recargados fueron también usados para las excavaciones del sótano para cinco bloques de edificios en Coney Island, Nueva York.^{11,15} Fue necesario construir estos edificios de 14 pisos sobre 4.9 m de profundidad en las cimentaciones compensadas debido al riesgo de un asentamiento excesivo en las capas subyacentes de la arcilla orgánica comprimida. La excavación del sótano implicó la disminución

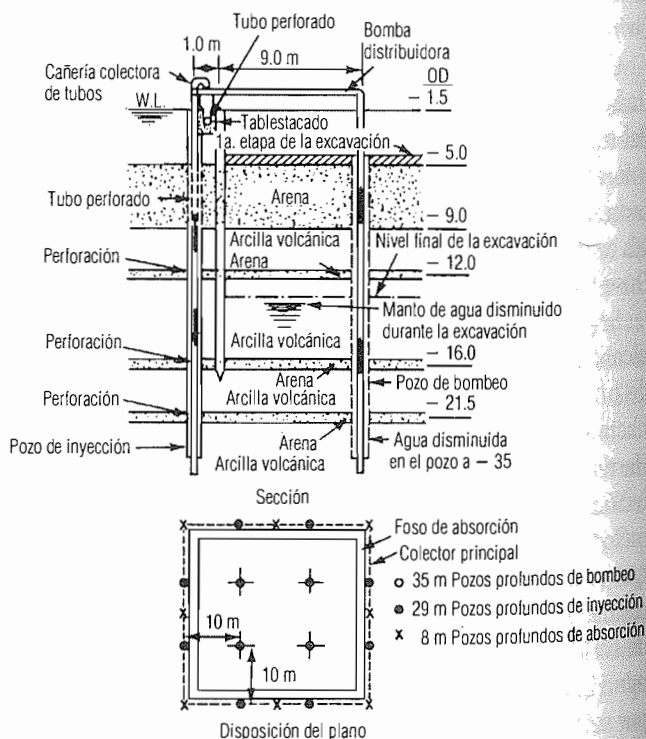


Figura 11.31. Sistema de bombeo y de recarga para una excavación de sótano, ciudad de México (tomado de Zeevaert^{11,14}).

del nivel de agua freática por más de 3 m y por eso se decidió que los métodos de puntas coladeras eran los apropiados. Sin embargo, una disminución general en el nivel freático sobre toda el área de los edificios iba acompañada por el riesgo de un asentamiento en edificios adyacentes, incluyendo edificios de seis pisos. Se anticipó una disminución de 2.5 o de 2.75 m bajo de estos edificios. En efecto, se adoptó un sistema de pozos de recarga con el cual fue posible la existencia de un balance cuidadoso del flujo, entre las puntas coladeras de bombeo y los pozos de recarga, para mantener el nivel freático bajo los edificios existentes cercanos a su nivel natural que fluctuaron bajo la influencia de la marea del océano Atlántico. Este balance cuidadoso es muy necesario, ya que, debido a que un exceso de bombeo sobre la recarga, resultará una extracción debajo de los edificios; lo opuesto daría unas condiciones "rápidas" debajo de las cimentaciones de los edificios con el riesgo de un asentamiento desastroso. El plan de bombeo y la recarga de las puntas coladeras se muestran en la figura 11.32a; y una sección a través del lugar indicado en los estratos profundos de arcilla limosos se muestra en la figura 11.32b.

Un tanque de volumen constante y equilibrado de 3.20 m de diámetro por 7.62 m de altura se colocó para alimentar los colectores de tubos de difusión de 200 mm de diámetro, descargados hacia 400 puntas coladeras a 1.2 m a centros. Las pantallas de estos últimos fueron de 2.5 m de largo comparadas con las pantallas de las puntas coladeras de bombeo de 0.9 m de largo. Una sección de prueba para indicar la eficacia del procedimiento de recarga mostró una obstrucción progresiva de las puntas coladeras de recarga debido a los productos de corrosión. El problema se solucionó con la instalación final con una filtración y una protección catódica. La última consistente de vástagos de zinc a 1.2-1.8 m a centros en las líneas de los tubos y los tubos elevadores verticales de difusión fueron galvanizados y cubiertos. El sistema se operó durante tres meses. La tasa inicial de bombeo para desaguar fue de 27 000 l/min reduciéndola a 20 000 l/min en la última etapa, y de estas cantidades cerca de 15 000 l/min fueron alimentados hacia los pozos de recarga; la restante se descargó como desperdicio.

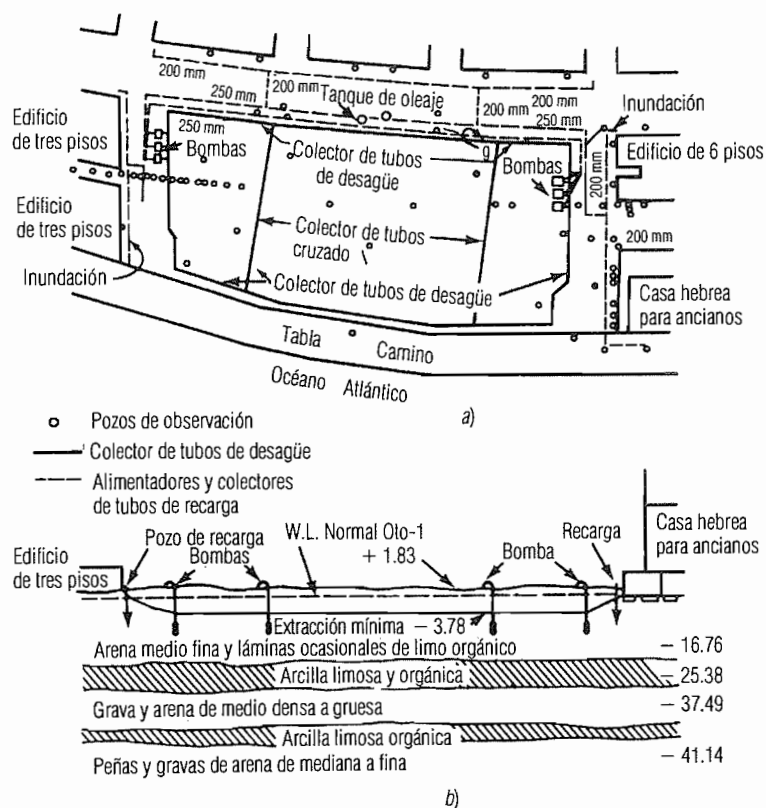


Figura 11.32. Arreglos del desagüe para las excavaciones del sótano en Coney Island, Nueva York (tomado de Parsons *et al.*^{11,15}).
a) Diagrama de los colectores de tubos de recarga y de bombeo. b) Sección a través del lugar.

11.5. AGUA SUBTERRÁNEA BAJO LA ALTURA ARTESIANA BAJO LAS EXCAVACIONES

11.5.1. Problemas con la altura artesiana

El problema del agua del suelo bajo la altura artesiana bajo un estrato permeable ya fue mencionado. Éste causó una ruptura parcial en una ataguía para una estación de bombeo en Cowes Generating Station, Isla de Wight,^{11.16} cuando la excavación se llevó casi al final del nivel de -6.63 m O.D. (figura 11.33), el suelo se levantó a 100-150 mm en una esquina y se abrió una grieta a través de esta esquina filtrándose agua a través de la misma. Se llevó un contrapeso en un área de 3.5 por 3.5 m hacia afuera con placas de acero y con seis toneladas de enjunque (*kentledge*), pero durante los dos siguientes días las condiciones se fueron deteriorando con un agrietamiento, y ocurrieron depresiones en el suelo alrededor de la parte externa de la ataguía. Fue entonces cuando se decidió inundar la excavación para evitar que más adelante existiera algún deterioro. Las perforaciones subsecuentes mostraron un estrato de 1.2-1.8 m de ancho de arena fina bajo la arcilla, al nivel de la excavación. Este estrato de arena se llenó con agua fresca hasta un volumen de 10 m. El agua artesiana había levantado la arcilla, abriendo fisuras a través de las cuales el agua fluía, y de este modo se suavizaba la arcilla y permitía el aflojamiento interno de la tablestaca.

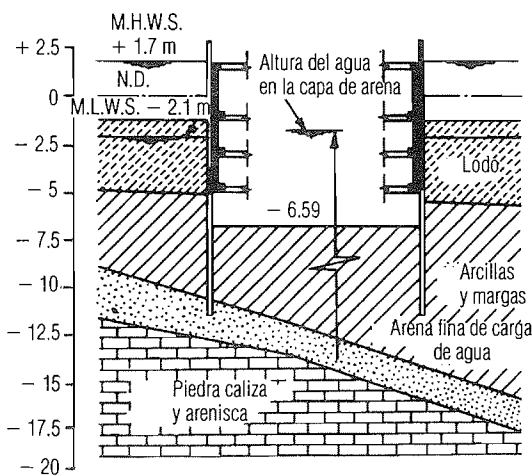


Figura 11.33. Condiciones de la tierra en Cowes Generating Station (tomado de Coates y Slade^{11.16}).

Las cimentaciones se terminaron colando la losa de la cimentación bajo el agua y anclándola a un estrato más bajo de la cama de roca por medio de cables tensionados localizados adentro de las cajas de acero de los pilotes.

Problemas similares ocurrieron en la casa de bombas de la estación de poder "B" del Ferrybridge aunque éstos fueron previstos y el volumen artesiano en el estrato permeable subyacente fue rebajado por una punta coladera. Sin embargo, un problema imprevisto ocurrió en los tablestacados de las excavaciones por la descarga de las alcantarillas de agua circundante. Éstas fueron excavadas a una profundidad menor que la de la casa de bombas y se pensó que el peso del estrato de arcilla blanda de 1.5-1.8 m se extendería sobre el estrato permeable, junto con la adhesión de la arcilla hacia las tablestacas; fue más que suficiente para contrabalancear el volumen de 4.6 m de agua en los estratos subyacentes de carga de agua (figura 11.34). Este resultó ser el caso aunque se experimentó un problema en un lugar donde las tablestacas que formaban una mampara a través de la zanja se retiraron para permitir que la losa de la base de la alcantarilla se colocara. El agua ebulló fuertemente en los agujeros dejados por las tablestacas en la arcilla. La dificultad se superó excavando zanjas a cada lado del fondo de la zanja, y esto permitió que el agua se fuera hacia las bombas de sumidero.

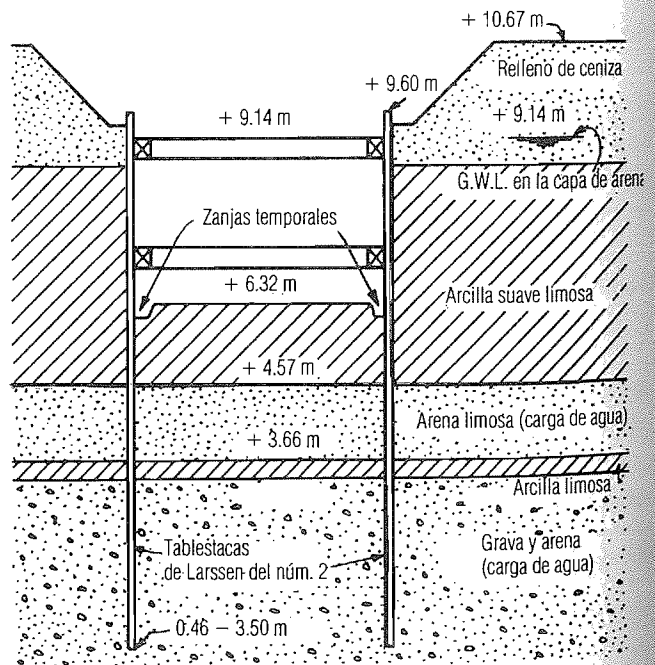


Figura 11.34. Condiciones del agua de la tierra en la estación de poder "B" del Ferrybridge.

11.5.2. Uso de los pozos de relieve

Ward^{11,17} describió el uso de los pozos de descarga simples para dominar el problema del agua artesiana bajo las capas impermeables. Éstos se usaron para la construcción de una alcantarilla en Millbrook, Southampton, donde un levantamiento extensivo del fondo de la zanja y una alcantarilla construida parcialmente tuvieron lugar debido al agua bajo el volumen artesiano en las arcillas limosas y laminados arenosos. Los pozos de alivio tuvieron la forma de perforaciones taladradas a mano y rellenas con grava y terminaban en una capa de grava gruesa al nivel del fondo de la zanja. El agua artesiana que fluía hacia arriba de estos pozos se escapó a través de la capa de grava gruesa hacia una bomba de sumidero. El flujo se mantuvo a través de esta capa al colar la losa de la base de concreto hacia la alcantarilla sobre la composición del edificio que se sostuvo sobre un engravillado de cenizas en la grava gruesa.

Debe notarse que los pozos de alivio no pueden usarse donde un volumen artesiano de agua en los estratos permeables y subyacentes es tal que el flujo ascendente de los pozos cause la erosión del suelo inmediatamente debajo y alrededor de los pozos.

11.6. USO DE PROCESOS GEOTÉCNICOS PARA EL MEJORAMIENTO DEL SUELO

11.6.1. Aplicaciones

Varios procesos geotécnicos se pueden usar para reforzar los suelos compresibles y débiles, permitiendo de este modo un aumento en las presiones de carga de la cimentación o reduciendo los asentamientos. Debido a su alto costo, estos tipos de tratamientos del suelo no se usan normalmente, ya que es más barato incrementar el tamaño de las cimentaciones o usar pilotes de carga. Sin embargo, hay circunstancias donde puede ser más conveniente adoptar estos métodos; por ejemplo, donde el área disponible para la cimentación está limitada por la presencia de estructuras existentes o el pilotaje no puede adoptarse por riesgo de asentamiento causado por vibraciones o pérdida de suelo.

Los métodos de compactación o de consolidación del terreno para incrementar la presión permisible de carga o reducir los asentamientos incluyen:

- a) Consolidación por precarga
- b) Compactación poco profunda

- c) Compactación profunda
- d) Consolidación dinámica
- e) Columnas de piedra
- f) Estabilización con inyecciones de lechada
- g) Endurecimiento electroquímico y por electroósmosis

Los métodos *c*, *d* y *e* se describen y revisan críticamente en una publicación del Institution of Civil Engineers (Instituto de Ingenieros Civiles).^{11,18}

11.6.2. Consolidación por precarga

Los asentamientos totales o diferenciales de las cimentaciones en arcillas compresibles y blandas, en los suelos granulares y sueltos o en los materiales de relleno pueden reducirse grandemente cargando con anterioridad el área de la estructura. La precarga se aplica por amontonamiento del suelo o de piedra bruta imponiendo una presión de carga al suelo que es igual o mayor al de la estructura permanente. El material cargado con anterioridad se mantiene en el lugar hasta que las medidas del nivel muestran que el tiempo de la curva de asentamiento casi se mantiene constante o que el asentamiento ha disminuido a una tasa muy baja. Un ejemplo de una precarga de una mina de carbón rellena con desperdicios se mostró en la sección 3.6.

Cuando se precargan las arcillas blandas o los rellenos de arcilla, la tasa de asentamiento del montículo debe ser bastante baja, requiriendo que la carga permanezca en su lugar por varios meses. En dichos casos se deben tener ciertas consideraciones para acelerar la tasa de consolidación del suelo por medio de la introducción de drenajes verticales. Éstos pueden tomar la forma de agujeros barrenados rellenos con arena (mechas arena) o canales preformados hechos de un ducto de plástico o de cartón cubiertos con papel e hincados en el suelo por una máquina especial operada por eje de torno. Los drenajes verticales de este tipo se pueden instalar en profundidades arriba de 20-30 m. El agua expulsada desde el suelo durante el proceso de consolidación viaja hacia arriba a través de los drenajes hasta un forro de material permeable colocado bajo el relleno precargado. El drenaje en dirección hacia abajo también tiene lugar si los drenajes se pueden tener hacia abajo hasta una capa permeable del suelo bajo el estrato de arcilla blanda.

El principio de un sistema vertical de drenaje es obtener una reducción en la longitud del cojín de filtración para comprimir el agua desde el suelo. De este modo, cuando los drenajes son

espaciados a, digamos, de 2 a 5 m a centros la longitud del cojín de filtración se reduce por cualquiera de las dos profundidades, total o media del estrato compresible hasta la mitad del espaciamiento de los drenajes verticales, con una reducción proporcional en el tiempo de consolidación del suelo.

Un sistema vertical de drenaje es costoso y no sería bueno adoptarlo sin haber hecho antes una investigación detallada de las características de permeabilidad del suelo *in situ*. Rowe¹¹ demostró que varias formaciones naturales del suelo contienen fisuras o laminaciones de arena y limo que actúan como canales naturales de drenaje a un espacio cerrado, haciendo innecesaria la instalación de drenajes verticales.

Ahí donde las áreas grandes necesitan cargarse con antelación sería de gran ventaja construir dos plataformas de prueba, una con un drenaje artificial, y la otra sin él para comparar las cantidades y los rangos de asentamiento. A veces se puede observar que mientras el rango de asentamiento se puede acelerar por medio de los drenajes verticales, el asentamiento total es muy alto, de esta manera se gana una pequeña ventaja.

11.6.3. Compactación poco profunda

Los suelos granulares sueltos o alterados en la base de las excavaciones para cimentaciones a base de zapatas aisladas o corridas, se pueden compactar por medio de un laminado o un apisonamiento. Los rodillos vibratorios o los compactadores de placas trabajan eficientemente en los suelos granulares aunque la profundidad de compactación con un equipo ordinario es poco probable que exceda los 300 mm. En los depósitos de espesor grueso de suelos blandos y granulares o en los rellenos granulares sobre el nivel del agua freática, puede ser más barato remover estos depósitos y remplazarlos en capas compactadas que usar los procesos especiales descritos en la sección siguiente.

11.6.4. Compactación profunda

Los vibradores pesados pueden insertarse hasta los suelos granulares suaves y después retirarse dejando una columna de un suelo compactado en el terreno. Puede obtenerse una condición de compactación uniforme al instalar vibradores a espacios cerrados, reduciendo mucho los asentamientos diferenciales que de otra manera ocurrirían en un depósito natural de un suelo de densidad ampliamente variable. En Gran Bretaña el método se ha usado extensivamente para compac-

tar el material de relleno, consistente de piedra bruta de ladrillo, concreto quebrado, madera, tejas, materiales de pavimentación, suelos y otros materiales misceláneos remanentes de las casas viejas. Por lo común, se pone poca atención a la compactación uniforme de dichos materiales cuando se limpia y se hace una nivelación de un lugar programado para un desarrollo urbano. Sin embargo, por medio de inserciones espaciadas cercanamente a una unidad de vibración de alta frecuencia pesada a lo largo de la línea de las cimentaciones propuestas, se inducen los materiales para obtener un estado más cercano de embalaje y se rompen los huecos formados por el arqueado del relleno. Un material granular adicional se alimenta hacia la bajada formada alrededor del vibrador. Con inserciones repetidas y retiros de la unidad, el material granulado se compacta hacia cualquier hueco que permanezca; de este modo se forma una franja de relleno granular denso encima del cual pueden construirse las nuevas cimentaciones sin ningún riesgo de asentamiento diferencial apreciable.

Se usan dos métodos principales para las compactaciones profundas. En el proceso de vibroflotación, una unidad vibratoria pesada (figura 11.35) se baja con chorro de agua en el suelo (figura 11.36a). Al llegar a la profundidad deseada, la máquina vibratoria y rotatoria de 22 kW dentro de la unidad se coloca en movimiento y la dirección del chorro de agua se

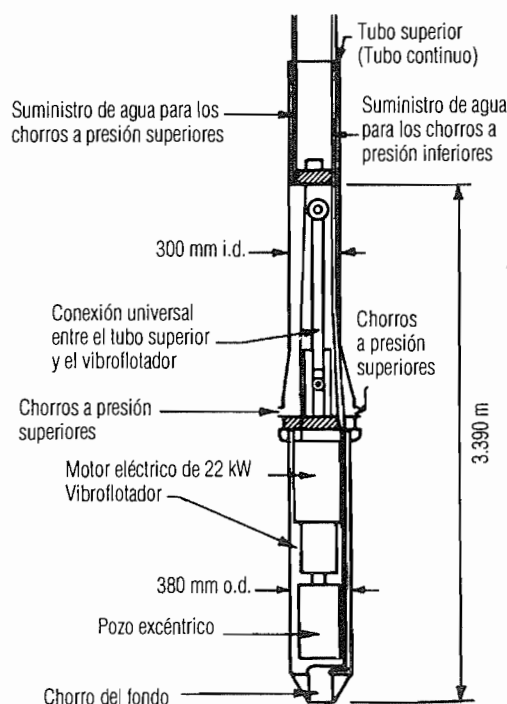


Figura 11.35. Diagrama de un vibroflotador.

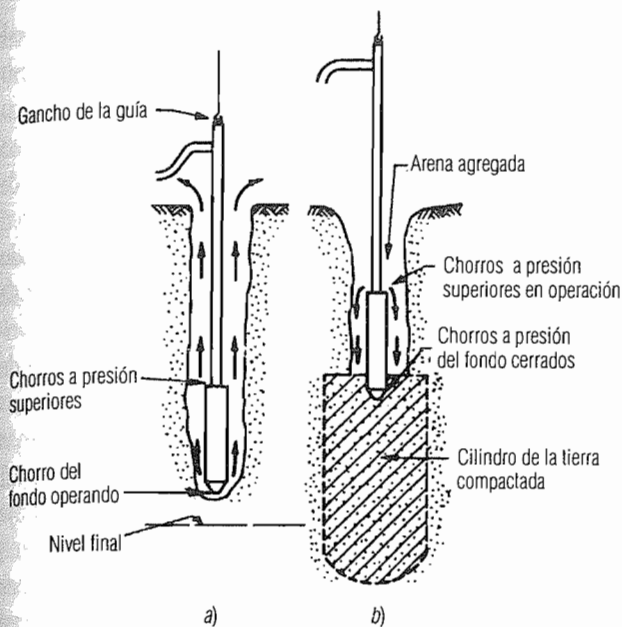


Figura 11.36. Operación del vibroflotador. a) Vibroflotador de chorro a presión hacia abajo. b) Retiro del vibroflotador.

pone en reversa para llevar las partículas del suelo hacia abajo. El vibrador, que tiene una amplitud de 20 mm, compacta el suelo en una proporción cercana a 1.2-1.5 m alrededor de la unidad y la arena se traslada hacia adentro hasta rellenar la depresión en forma de un cono que aparece en la superficie (figura 11.36b). La unidad se retira por etapas de 0.25 m, y una vibración se aplica en cada una hasta que la superficie del suelo esté asegurada como se requería. La unidad se coloca hacia abajo otra vez cerca de 2 o 2.5 m aparte, y el proceso se repite hasta que el área completa a ser tratada sea cubierta por cilindros traslapados parcialmente por suelo compactado. Las unidades pueden ser hundidas con chorro de agua a una profundidad de alrededor de 10 m.

El vibroflotador es más efectivo en arenas limpias o en gravas o rellenos granulares, aunque puede operar en limos o en arenas arcillosas que contengan hasta un 25 % de limo o un 5 % de arcilla.

En el proceso de vibroemplazamiento la unidad vibratoria consiste de un tubo vibrador largo que se recarga sobre un peso muerto combinado con una vibración de alta frecuencia para obtener la penetración deseada. No se usa agua, de otra manera el procedimiento es similar, generalmente, al de vibroflotación.

Un ejemplo del éxito del uso del proceso de vibroflotación es la consolidación del suelo bajo la cimentación de edificios de 20 pisos en Lagos en Nigeria.^{11.19} En este lugar se extendió

arena suelta a una profundidad de 6 m, seguida por arena densa a 12 m extendida sobre una profundidad considerable de arcilla de blanda a rígida alternando con arenas compactas. Se calculó que un asentamiento de una cimentación a base de losa corrida con una carga de 183 kN/m^2 sería cercana a 200 mm. Sin embargo, se estimó que el asentamiento se reduciría a cerca de 100 mm compactando la arena suelta por vibroflotación. Una comparación de costos mostró que este método era mucho más barato que el de pilotaje. La unidad vibratoria se insertó en una rejilla de 1.90 m sobre el área de la cimentación. Las pruebas dinámicas y estáticas de penetración de cono, antes y después de la vibración, mostraron un incremento de un triple a un quinto en la resistencia del cono entre las profundidades de 2.1 y 6.1 m. También se encontró que un pequeño aumento en la densidad se logró en las profundidades de cerca de 2 m. Esto sugiere que es recomendable utilizar otros tipos de compactación de las capas poco profundas del suelo, o como una alternativa operar el equipo desde un nivel más alto y después excavar hacia abajo del nivel final de formación. Las medidas de los asentamientos de los edificios de 20 pisos fueron hechas durante el periodo de un año después de completar la estructura principal. El asentamiento máximo fue de cerca de 25 mm, aunque el asentamiento aún continuaba hacia una tasa baja.

11.6.5. Consolidación dinámica

Los depósitos profundos de los suelos limosos y de los granulares pueden consolidarse dejando caer pesos desde una altura considerable hasta la superficie del terreno. Menard y Broise^{11.18} mostraron el uso de pesos de 169 kN que fueron lanzados desde una altura de 25 m para compactar la capa del suelo de un espesor de 20 m. Se han considerado pesos mayores de 2 MN. Los pesos son dejados caer primero a un espacio ancho para compactar las capas profundas del suelo, después el espacio se reduce para compactar las capas de la superficie. Es recomendable evitar la formación de una costra gruesa en la superficie en una etapa muy temprana de las operaciones. El impacto de los pesos forma impresiones profundas en la superficie del suelo y el agua comprimida desde el suelo levantado se colecta en estos agujeros. Para remover el agua acumulada es necesario un drenaje y el relleno debe ser muy importante para nivelar la superficie del suelo.

Se afirma que el método es efectivo en suelos blandos y arcillosos cuando el impacto de los pesos que caen causa rupturas o rompimientos en la masa del suelo. Las grietas forman

después unos canales de drenaje para la expulsión del agua en fases subsecuentes al peso que cae. El proceso requiere de una evaluación cuidadosa y de un control en los suelos arcillosos y limosos, particularmente en las arcillas blandas, las cuales son sensibles a la alteración. Si el peso que cae levanta la superficie del suelo y reduce el esfuerzo cortante y también la rigidez del suelo no alterado previamente, entonces el pequeño trabajo útil se ha realizado.

El método se ha usado con gran éxito para derrumbar rocas quebradizas o el suelo que se han arqueado sobre huecos de una caverna de formación rocosa. Un ejemplo de esto ha sido mostrado por Holt.^{11,18}

La efectividad del proceso de consolidación dinámica y del proceso de compactación profunda descritos en esta sección y en las secciones anteriores pueden ser valorados y controlados por varias formas de pruebas de suelos *in situ*. El mejor método de control para usarse en los suelos arenosos es la prueba estática de penetración de cono (véase sección 1.4.4).

Los explosivos se han usado para compactar los suelos a profundidad.^{11,20} Las técnicas usadas en la ex URSS para compactar los depósitos profundos de loess por explosivos han sido descritas en la sección 3.2.

11.6.6. Endurecimiento del terreno por medio de columnas de piedra

Las unidades vibratorias descritas en la sección 11.6.4 se pueden usar para introducir materiales de refuerzo hasta los limos blandos o las arcillas blandas y los materiales de relleno, para permitir que éstos soporten cargas de la cimentación sin un asentamiento excesivo. Las unidades vibratorias se usan para formar columnas de piedra limpias y aplanadas hasta un espacio cercano al área de la cimentación. Las columnas de piedra actúan de diferentes maneras; algunas veces, como pilotes de carga y formando también zonas de un material granular con un alto esfuerzo cortante mayor al del suelo circundante, incrementando de este modo la capacidad del suelo para resistir cualquier falla general de deslizamiento. Es improbable que las columnas actúen efectivamente como drenajes verticales; numerosas investigaciones muestran que los drenajes verticales de arena no siempre aumentan la tasa de disipación de presión de poro cuando se compara con la disipación a través de los canales naturales de drenaje sobre los suelos, es decir, a través de fisuras y laminaciones (Rowe^{1,1}).

Una desventaja de este uso particular de refuerzo del suelo

es la incertidumbre de la extensión sobre la cual las columnas de piedra pueden ser soportadas para llevar cargas concentradas sin un asentamiento excesivo, en particular cuando ocurre una degradación de la zona reforzada; por ejemplo, como resultado de la filtración de la granulación fina por medio de agua que fluye a través del material compactado y soporte a las columnas. Por esta razón el autor considera que el método se aplica mejor en las áreas de cimentaciones anchas, donde no sería perjudicial algún asentamiento diferencial, por ejemplo, para las cimentaciones de terraplenes o de tanques de acero de almacenaje.

Se requiere de grandes cantidades de piedra para formar las columnas en suelos blandos. En dichas condiciones el proceso es lateralmente menos costoso que el del pilotaje convencional, teniéndose en mente la carga alta de trabajo que puede ser soportada con seguridad por un pilote comparado con una columna de piedra. También debe notarse que surge una condición crítica cuando las columnas de piedra están cargadas hasta un esfuerzo en el cual existe una falla simultánea por el aflojamiento y combeamiento de la base. Hughes y Withers^{11,21} mostraron que este estado crítico ocurrió en una fuerza vertical de 25 veces la cohesión no drenada de una arcilla blanda cuando la longitud de la columna era cuatro veces el diámetro. Un asentamiento de un 58 % del diámetro sucedió antes de que la falla por pandeo tuviera lugar. Una falla por pandeo similar puede aparecer donde las columnas de piedra pasan a través de las capas de turba.

11.6.7. Estabilización del suelo por medio de inyecciones de lechada

Al usar los métodos descritos en la sección 11.3.7 se pueden introducir varias formas de lechada a los suelos granulares o hasta las formaciones cavernosas de roca para incrementar su resistencia y reducir su compresibilidad. Sin embargo, el costo de los materiales de lechada y de los procesos de inyección es muy alto, haciendo que los métodos resulten poco económicos comparados con la compactación profunda. Su uso está limitado generalmente a las condiciones del lugar donde no puede utilizarse una vibración profunda o una compactación dinámica debido a la presencia de estructuras existentes; por ejemplo, un trabajo apuntalado (véase sección 12.3.7).

La introducción de cal al suelo puede ser relativamente un método de estabilización menos costoso. El material puede inyectarse bajo presión en la forma de suspensión de cal apagada.^{11,22} Esto tiene el efecto benéfico de aglomerar las partícu-

las finas de arcilla hacia las partículas gruesas por un proceso de cambio de la base, y de este modo reducir la dilatación y la contracción, e incrementar el esfuerzo cortante. El método se usó a gran escala en el aeropuerto de Dallas/Fort Worth para minimizar los efectos perjudiciales de las arcillas expansivas bajo los edificios del aeropuerto. Las inyecciones se hacen en arcillas rígidas sobre una rejilla de 1.5 m hacia una profundidad cercana a 2 m. Las presiones que se usan están hasta 1400 kN/m².

Más adelante la Compañía Linden-Alimak desarrolló un método mecánico para introducir cal viva y seca hacia el suelo y así poder producir columnas de un suelo que contenga 3-8 % de cal viva alrededor de 1 m de diámetro. Se afirma que un aumento de diez veces en el esfuerzo cortante se obtiene por la acción combinada de absorción de la humedad del suelo por la cal rápida y seca y el proceso de cambio de la base. El método se ha utilizado para obtener inclinaciones escalonadas en los suelos excavados sobre arcillas suaves.

11.6.8. Endurecimiento electroquímico y por electroósmosis

El proceso de electroósmosis descrito en la sección 11.3.6, se puede utilizar para aumentar el esfuerzo cortante y reducir la compresibilidad de los suelos limosos y arcillosos bajo las cimentaciones. Al introducir un electrólito como el cloruro de calcio en el ánodo, la base intercambia la reacción entre el ánodo de hierro y el suelo circundante que se aumenta resultando una formación de hidróxidos férricos, los cuales se ligan a las partículas del suelo.^{11,23} Sin embargo, debido a los altos costos de la energía eléctrica y al desperdicio de electrodos, una electroósmosis con o sin endurecimiento electroquímico puede considerarse únicamente en situaciones especiales donde la alternativa de pilotaje no se pueda adoptar.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 11.1 Desai, C. S., "Finite element procedures for seepage analysis using an isoparametric element", en *Proceedings of the Conference on Applications of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering*, US Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1972.
- 11.2 Naylor, D. J. y G. N. Pande, *Finite Elements in Geotechnical Engineering*, Pineridge Press, Swansea, 1981.
- 11.3 Glossop, R. y A. W. Skempton, "Particle size in silts and sands", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **25**, 1945, pp. 81-105.
- 11.4 Cashman, P. M., "Control of ground water by ground-water lowering", en *Methods of Treatment of Unstable Ground*, F. G. Bell, ed., Newnes-Butterworth, Londres, 1975, pp. 12-25.
- 11.5 Worth, R. E. J. y N. A. Trenter, "Graving dock at Nigg Bay for offshore structures", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **58**, 1975, pp. 361-376.
- 11.6 Casagrande, L., "The application of electro-osmosis to practical problems in foundations and earthworks", en *Building Research Establishment Technical Paper No. 30*, 1947.
- 11.7 Chappell, B. A. y P. L. Burton, "Electro-osmosis applied to unstable embankments", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **101** (GT-8), 1975, pp. 733-739.
- 11.8 *Proceedings of the Symposium on Grouts and Drilling Muds in Engineering Practice*, Butterworth, Londres, 1963.
- 11.9 Glossop, R., "The rise of geotechnology and its influence on engineering practice", en *Géotechnique*, **18**, 1968, pp. 107-150.
- 11.10 Janin, J. J. y G. F. le Sciellour, "Chemical grouting for Paris rapid-transit tunnels", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **96** (CO-1), 1970, pp. 61-74.
- 11.11 Ellis, D. R. y J. J. McConell, "The use of freezing process in the construction of a pumping station and storm-water overflow at Fleetwood, Lancashire", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **12**, 1959, pp. 175-186.
- 11.12 Harris, J. S., "Ground Freezing", en *Underpinning*, ed. S. Thorburn y J. F. Hutchison, Surrey University Press, 1985, pp. 222-241.
- 11.13 Collins, S. P. y W. G. Deacon, "Shaft sinking by ground freezing: Ely Ouse-Essex Scheme", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Suppl. Paper No. 7506S, 1972.
- 11.14 Zeevaert, L., "Foundation design and behavior of Tower Latino Americana in Mexico City", en *Géotechnique*, **7**, 1957, pp. 115-133.
- 11.15 Parsons, J. D., S. Heyman y D. Werblin, "A solution to wet foundation problems", en *Engineering News Record*, 12 de abril de 1956, p. 39.
- 11.16 Coates, R. H. y L. R. Slade, "Construction of circulating water pumphouse at Cowes Generating Station, Isle of Wight", en *Proceedings of The Institution of Civil Engineers*, **9**, 1958, pp. 217-232.
- 11.17 Ward, W. H., "The use of simple relief wells in reducing water pressure beneath a trench excavation", en *Géotechnique*, **7**, 1957, pp. 134-139.
- 11.18 Varios autores y debate, *Ground Treatment by Deep Compaction*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1976.
- 11.19 Grimes, A. S. y W. G. Cantlay, "A twenty-storey office block in

- Nigeria founded on loose sand", en *The Structural Engineer*, **43**(2), 1965, pp. 45-57.
- 11.20 Prugh, D. J., "Densification of soils by explosive vibration", en *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, **89**(C-01), 1963, pp. 79-100.
- 11.21 Hughes, J. M. O. y N. J. Withers, "Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns", en *Ground Engineering*, **7**(3), 1974, pp. 42-49.
- 11.22 Wright, P. J., "Lime-slurry injection tames expansive clays", en *Civil Engineering*, **43**(10), 1973, pp. 42-45.
- 11.23 Farmer, I. W., "Electro-osmosis and electrochemical stabilization", en *Methods of Treatment of Unstable Ground*, F. G. Bell, ed., Newnes-Butterworth, Londres, 1975, pp. 26-36.

Capítulo

Recimentación y apuntalamiento

12.1. REQUISITOS PARA RECIMENTACIÓN Y APUNTALAMIENTO

El apuntalamiento de una estructura requiere de:

- a) soportar una estructura que se hunde o inclina debido al asentamiento del terreno o a la inestabilidad de la superestructura;
- b) como una salvaguarda contra un posible asentamiento de la estructura cuando se excava cerca y debajo del nivel de la cimentación;
- c) soportar una estructura mientras se altera su cimentación o los miembros principales de soporte.

La recimentación de una estructura es necesaria por las razones descritas en *a* y *b* y, además, para

- d) permitir que las cimentaciones sean profundizadas por razones estructurales, por ejemplo, para construir un sótano debajo de un edificio;
- e) aumentar el ancho de la cimentación para permitir que cargas más pesadas sean soportadas, por ejemplo cuando se aumenta la altura de los pisos de un edificio;
- f) para permitir que un edificio sea movido hacia un nuevo lugar.

La recimentación y el apuntalamiento son operaciones altamente especializadas, se deben emprender únicamente por firmas experimentadas. Ningún trabajo de recimentación se parece a otro, por lo tanto, se debe considerar individualmente para trabajar con el esquema más seguro y económico. Por esta razón el autor no intenta describir los métodos detallada-

mente aunque sí establecer los principios generales que se siguen. Más información detallada e interesante se muestra en el libro de Prentis y White *Underpinning*^{12.1} que es un trabajo clásico sobre el tema. También en *Underpinning* editado por Thorburn y Hutchison,^{12.2} se trata el tema ampliamente, con varias historias de casos de la práctica moderna.

12.2. MÉTODOS DE APUNTALAMIENTO

El apuntalamiento con apoyos externos es únicamente requerido en relación con el trabajo de recimentación, para estructuras que están desplomadas, o para aquéllas que son sensibles a efectos de pequeños asentamientos. Es, por lo general, innecesario colocar un apuntalamiento extensivo en edificios de concreto reforzado mientras se excava cerca de sus cimentaciones ya que el armazón estructural une efectivamente a los edificios. Es, por supuesto, necesario apoyar columnas individuales mientras se hace la recimentación de sus cimientos. Los edificios con muros de carga generalmente se pueden asegurar contra el movimiento dañino mientras se efectúa la recimentación por medio de uniones horizontales a varios niveles del techo y del piso complementados como sea necesario por apuntalamientos internos. Estos métodos evitan la obstrucción de la tierra alrededor del edificio donde las operaciones de recimentación o las excavaciones tienen lugar.

El apuntalamiento, en conjunción con el trabajo de recimentación, debe evitar que tengan una gran extensión si el sistema de recimentación incorpora un orden de levantamiento que asegure que las cimentaciones permanezcan relativamente en los mismos niveles.

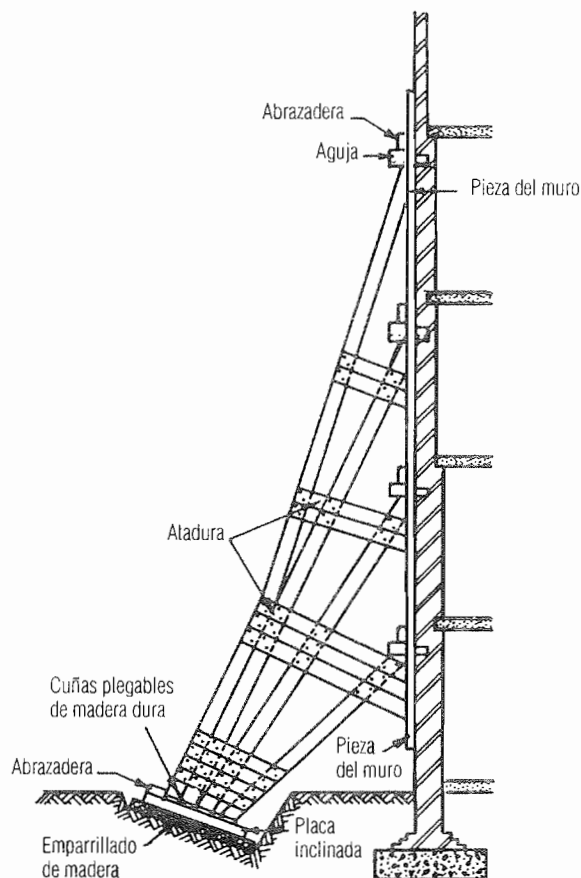


Figura 12.1. Disposición de los puntales estirados para un edificio de cinco pisos.

Los *puntales inclinados* en hilera (figura 12.1) se usan generalmente donde se necesita soporte externo. El ángulo de los puntales es por lo común de 60 a 75°. Si las bases de los puntales inclinados obstruyen las operaciones de construcción, entonces se pueden usar *puntales voladores* (figura 12.2) previniendo la colocación conveniente de un muro o cualquier otra estructura para apuntalarlos. Por razones prácticas la longitud de los puntales voladores se limita en general a cerca de 10 m. Los niveles de los puntales inclinados y de los voladores están dispuestos de manera que se recarguen sobre los muros a niveles de los pisos de los edificios. Esto asegura que el empuje se transmita lo más lejos posible a la estructura total y evita poner una carga de flexión sobre un muro. Si no existe ningún entrepiso sobre un nivel apropiado al final de un puntal volador, un miembro vertical rígido se debe colocar para distribuir la carga. Debido a que los puntales voladores no se apoyan en el suelo, no pueden llevar el peso de un muro; proveen simplemente un límite contra el inclinamiento del edificio. Se puede dar soporte a una carga vertical en un

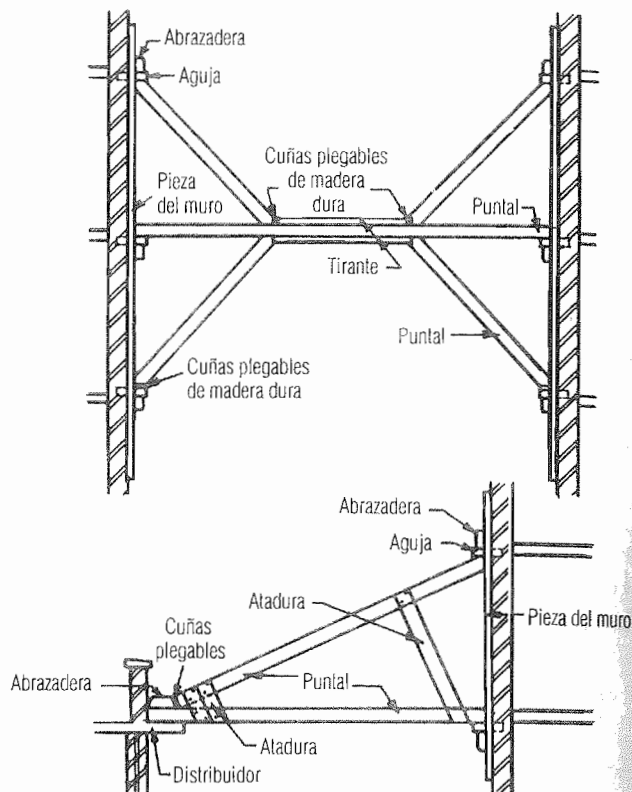


Figura 12.2. Disposiciones de puntales voladores.

muro, donde se requiere en unión con los puntales voladores o las riostras horizontales, por medio de *puntales muertos* (figura 12.3). Los puntales muertos son puntales verticales cargados por el suelo a la distancia requerida fuera del muro que va a ser despejado de las operaciones de recimentación y montado sobre una viga horizontal o una *aguja* extendida entre un par de puntales.

Los puntales muertos o inclinados se deben diseñar para soportar el peso total de los muros y cualquier carga transmitida a ellos desde los pisos y los techos del edificio. La carga debe ser lo más ligera posible removiendo las instalaciones de la maquinaria o los materiales almacenados. Las agujas se insertan a través de los agujeros cortados en el muro. Se deja una abertura entre las agujas y la superficie inferior del muro en la que se apisona concreto fino y seco o mortero relativamente seco para asegurar una buena carga sobre el ancho total del muro. Los cojines de roca pueden ser necesarios para evitar las concentraciones de carga en el enladrillado cuando soportan muros muy pesados. Los puntales inclinados se utilizan donde se colocan piezas de muro sobre las agujas y las puntas superiores de los puntales se fijan por medio de *abrazaderas* clavadas en las piezas del muro.

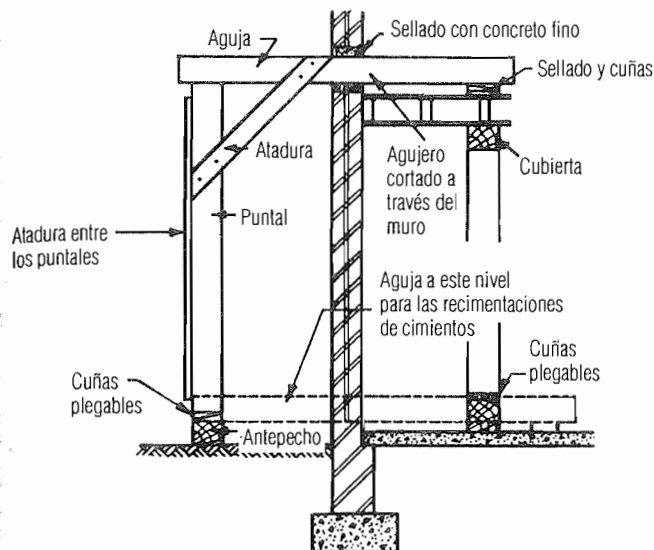


Figura 12.3. Disposición de puntales muertos.

Los puntales muertos e inclinados se deben apuntalar firmemente juntos y provistos con una fuerte carga en una *placa de cimentación*. Si el suelo tiene una capacidad de carga baja, entonces debe ser provisto de una losa de cimentación o un emparrillado en las construcciones de madera, concreto y acero. Se deben insertar las cuñas plegables de madera dura a los pies de los puntales para llevar hacia arriba cualquier aflojamiento del terreno y un acortamiento elástico de los materiales apuntalados. Se debe mantener una cuidadosa observación en los puntales y cuñas atadas o aflojadas lo necesario cuando la madera se encoge en un clima seco o se dilata en clima húmedo.

La madera es apropiada para los puntales inclinados para muros de una altura hasta de 10 m. Los muros más altos se pueden apuntalar en las vigas de acero o en los andamios tubulares de acero apuntalados con canales o ángulos. Un ejemplo de un apuntalamiento con un andamiaje tubular se muestra en la figura 12.18.

Las columnas de las estructuras cuadradas se pueden apuntalar hacia arriba individualmente por medio de vigas de aguja. Donde las vigas de acero son soportadas, las abrazaderas están atornilladas o soldadas a los patines opuestos para dar fuerza a las agujas (figura 12.4a). Alternativamente, las vigas sobre el nivel del primer piso se pueden apuntalar hacia arriba y se deja colgando la columna desde ellas (figura 12.4b). El concreto reforzado o las columnas de ladrillo pueden ser soportados por medio de trabes atornilladas firmemente alrededor de las columnas previniendo un deslizamiento por los tramos cortados en los frentes de las columnas

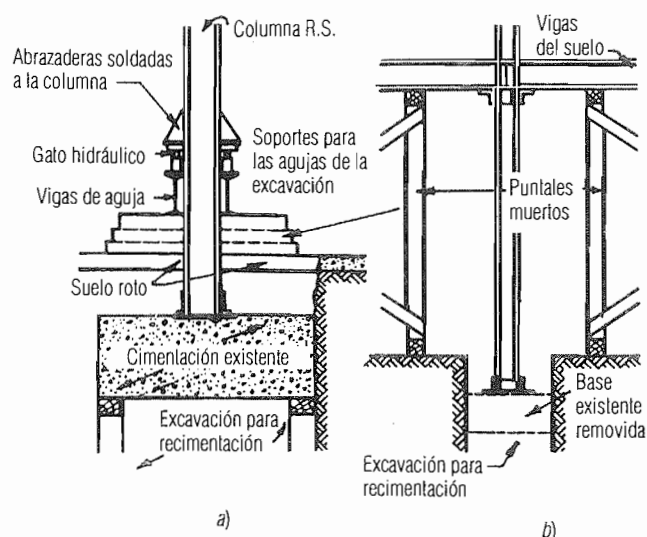


Figura 12.4. Métodos para soportar columnas de acero.
a) Soporte por agujas. b) Soporte por puntales.

(figura 12.5a). Como alternativa, los tramos o las boquillas se pueden cortar en los lados de las bases de las columnas para permitir la inserción de los gatos hidráulicos (figura 12.5b). Es recomendable colocar los gatos hidráulicos entre las vigas de aguja y las abrazaderas o trabes. La presión desde los gatos se incrementa hasta que el movimiento ascendente de la columna se detecte. Esto presfuerza los soportes hacia las agujas y se corta o debilita su carga en el suelo antes de la cimentación de la columna. Una vez que el sistema de aguja da tiempo para asentarse, los espacios entre las agujas y las abra-

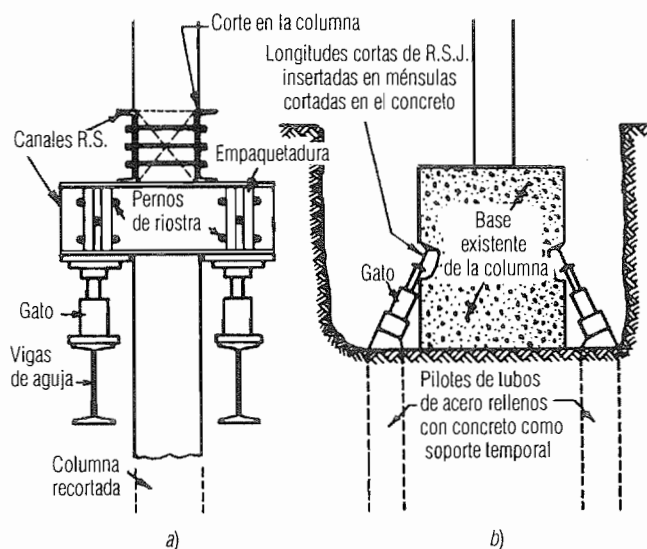


Figura 12.5. Métodos para el soporte de columnas de ladrillo o de concreto reforzado.

zaderas pueden ser embalados y calzados firmemente, y así removerse los gatos hidráulicos.

Antes de que cualquier trabajo de apuntalamiento se inicie, el edificio se debe examinar cuidadosamente. Se deben tomar medidas de los niveles de los pisos y de la inclinación de los muros y también de los umbrales, anotando, marcando y fotografiando cualquier cuarteadura. Los testigos (*tell-tales*) se deben colocar donde sea necesario para observar el movimiento de las grietas y de los asentamientos. Los apuntes de niveles, fotografías y notas deben tener acuerdo entre los dueños de los edificios, los ingenieros y los contratistas. Las observaciones y las medidas se deben continuar durante todo el periodo de apuntalamiento y también cualquier excavación subsecuente o recimentación, dicho tiempo y aun después en que todos los movimientos detectados hayan cesado.

12.3. MÉTODOS DE RECIMENTACIÓN

12.3.1. Investigaciones preliminares

Antes de emprender cualquier esquema de recimentación ya sea en conexión con operaciones adyacentes de construcción, o para prevenir asentamientos futuros como resultado del hundimiento del suelo o por sobrecarga de las cimentaciones, es importante llevar a cabo una cuidadosa investigación del suelo por medio de perforaciones o pozos de prueba, con pruebas de laboratorio en muestras de suelo, para determinar la presión permisible de carga para nuevas cimentaciones.

Si se necesita que la recimentación detenga el asentamiento es importante que los trabajos de recimentación se lleven el suelo relativamente indeformable bajo la zona de hundimiento. Por ejemplo, si las presiones de carga de las cimentaciones existentes son tales que el asentamiento excesivo ocurre debido a la consolidación del suelo de arcilla compresible, es totalmente inútil extender las cimentaciones por medio de recimentaciones poco profundas. Esto solamente transmitirá las presiones hacia el mismo suelo compresible a un nivel más bajo (figura 12.6a) y el ciclo de asentamiento comenzará otra vez desde el principio.

La recimentación se debe llevar al estrato relativamente incompresible y profundo, y si es necesario por medio de pilas o de pilotes (figura 12.6b).

Es importante reconocer la verdadera causa del asentamiento. La recimentación poco profunda puede ser casi totalmente satisfactorio si el asentamiento se debe a la contracción

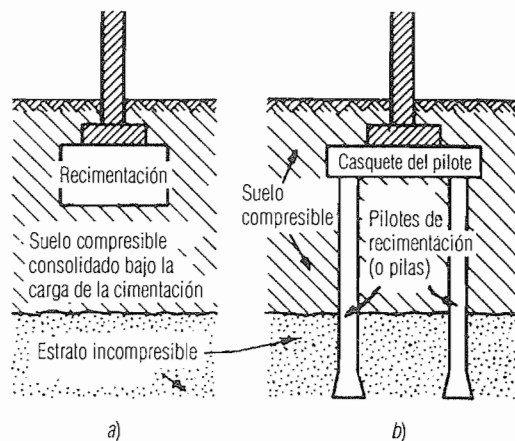


Figura 12.6. Recimentación para detener el asentamiento debido a la consolidación del suelo bajo la carga de la cimentación.
a) Método incorrecto. b) Método correcto.

del suelo arcilloso por el clima seco; por ejemplo, si el asentamiento ocurre por contracción del suelo en arcilla London es suficiente recimentar a una profundidad de 1.5-2.0 m. Si, sin embargo, la contracción del suelo se debe a la acción secante de las raíces de los árboles o de los setos vivos entonces la recimentación se deberá llevar hasta debajo del sistema de raíces (véase sección 3.1.2).

La recimentación no es efectiva si el asentamiento es por alguna causa profunda de lugar como la extracción de carbón. En dichos casos lo único que se puede hacer es esperar a que el movimiento cese, y después restaurar la estructura hacia el nivel (si hay posibilidad de hacerse) antes de repararlo. Alternativamente, un sistema de gatos se puede instalar para mantener las cimentaciones en un nivel constante (véase sección 3.5.5).

12.3.2. Recimentación de salvaguarda contra los efectos de excavaciones adyacentes

Ya se había notado en la sección 9.8 que un asentamiento y un aflojamiento interno de la superficie adyacente del suelo hacia las excavaciones está generalmente a una distancia cercana del frente de la excavación, y se reduce con una distancia incrementada desde el frente. Las tablas y las figuras en la sección 9.8 se pueden usar como guías para permitir que se tome una decisión en el caso de recimentar cimentaciones poco profundas de un edificio cercano a la excavación profunda. No siempre es necesario recimentar un edificio si éste está situado dentro de la zona del asentamiento potencial

como se indica en las figuras 9.42 y 9.43. Se requiere un juicio para valorar las consecuencias del asentamiento estimado y del aflojamiento interno. Los asentamientos más pequeños pueden no dañar una estructura, si no, el costo de la reparación de los daños y de la compensación al propietario sería menor que el costo de la recimentación. Mucho dependerá del uso del edificio, su forma estructural y su edad y condición general (véase sección 2.6.2). Es también importante recordar que las observaciones de la deformación interno en las tablas 9.2 y 9.3 se hicieron sobre soportes anclados o apuntalados adecuadamente en las excavaciones. Pueden ocurrir movimientos mayores si el sistema de soporte se diseña o construye pobremente. Puede hacerse necesario recimentar a una distancia mayor desde el frente de la distancia indicada por las figuras si un sistema de disminución del agua subterránea está en operación, a menos que se tomen otras precauciones (véase sección 11.4).

Si la estructura a recimentar está cerca de la excavación es, a veces, conveniente combinar la recimentación con los soportes en la excavación. Por ejemplo, los soportes pueden consistir de vigas universales de acero insertadas en los agujeros preperforados con miembros horizontales de forro de lámina. La carga del edificio se puede transferir después hacia las cubiertas de los pilotes (figura 12.7a). Un sistema de pilotes perforados espaciados cercanamente se puede usar alternativamente (figura 12.7b).

En todos los casos donde se dispone una recimentación cerca de las excavaciones es importante diseñar los miembros de calce de modo que puedan llevar cargas laterales transmitidas hacia ellos desde el suelo retenido o el manto freático.

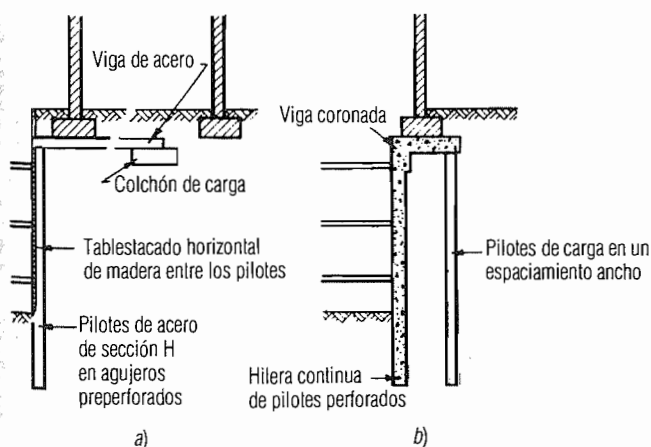


Figura 12.7. Métodos de recimentación por un pilotaje adyacente a las excavaciones profundas.

12.3.3. Recimentación con zapatas corridas

En su forma más sencilla, la recimentación consiste en excavar agujeros rectangulares o "pata" a intervalos bajo la cimentación de zapata corrida existente. Los agujeros se rellenan entonces con concreto o enladrillados hasta la superficie inferior de la cimentación existente, y una vez que se hayan excavado los intermedios y se haya construido el concreto o enladrillado dentro de ellos para unirlos al trabajo ya en su lugar, forman así una franja continua de recimentación a la profundidad requerida. La longitud máxima del muro que se puede dejar sin soporte sobre cada "pata" es por lo común de 1.2-1.5 m para los muros de ladrillo en una construcción normal. Las longitudes sin apoyo se deben distribuir igualmente sobre la longitud del muro y bajo ninguna circunstancia las longitudes sin apoyo deben exceder un cuarto de la longitud total de la estructura. Jordan^{12,3} recomienda que las "patas" se deben distribuir en grupos de seis en la secuencia 1, 2, 3, 4, 5, 6 (figura 12.8), las "patas" del mismo número han sido excavadas simultáneamente.

Si el muro es de carga pesada o muestra signos de debilidad estructural, entonces la longitud sin apoyo en cualquier punto dado no debe exceder de una quinta parte a una sexta parte de su longitud total.

El concreto se debe colocar lo más pronto posible después de terminada la excavación en cada "pata". Si hay alguna probabilidad de que exista una dilatación al comenzar el colado, se deben dejar los últimos 100-150 mm del suelo y removerse únicamente cuando el colado esté listo para empezar. Como alternativa, una capa de concreto de sellado se puede colocar en el fondo.

La recimentación de concreto se debe llevar hasta arriba dentro de 50-100 mm de la superficie inferior de la cimentación existente; entonces se debe dejar aparte para que fragüe y se encoja antes de que el concreto fino y seco o el mortero de cemento se apisone para hacer un contacto total entre el trabajo viejo y el nuevo. Las ranuras o las bolsas formadas por el polies-

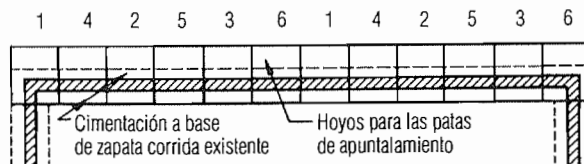


Figura 12.8. Secuencia de los tramos de excavación para "patas" de recimentación para una cimentación a base de zapata corrida.

tireno expandido se deben dejar en los topes de las puntas verticales de los agujeros para que se adhieran en y con el concreto de los agujeros adyacentes. Las ranuras horizontales se pueden formar convenientemente por los largueros, soportando las estacas de junta que forran la excavación. Un amarre adicional se puede colocar en forma de longitudes cortas de acero reforzado.

El enladrillado se puede usar para rellenar el espacio entre el tope del concreto de recimentación y la superficie inferior de la cimentación existente. Los ladrillos se deben tender sobre mortero de cemento y apisonar bien en la posición. La recimentación en las cimentaciones anchas se debe llevar a cabo en escalones trabajando de atrás para adelante.

Una excavación para las "patas" intermedias despejará la carga adicional sobre las "patas" ya colocadas. Por lo tanto, para evitar el flujo lateral de un suelo limoso o arcilloso desde debajo de la primera serie de "patas", de carga pesada, la excavación para la segunda serie de "patas" no se debe llevar tan profundamente como la primera.

A veces, como parte final en la recimentación se realiza la presión de la lechada para evitar cualquier hueco entre el trabajo nuevo y el trabajo viejo. Esto da alguna medida del presfuerzo del suelo bajo la nueva cimentación. La presión de la lechada no se usa normalmente para muros ordinarios, pero sería de gran ventaja para cimentaciones anchas o de forma irregular donde es difícil asegurar un embalaje completo de concreto o enladrillado de la recimentación bajo la estructura. Generalmente, el embalaje seco proporciona un trabajo perfecto y mejor que la lechada.

Si se desea excavar debajo de los muros de ladrillo hacia longitudes mayores que 1.2-1.5 m o si la distribución de la carga no es uniforme, sería necesario dar un soporte directo a los muros por medio de vigas de aguja (figura 12.9).

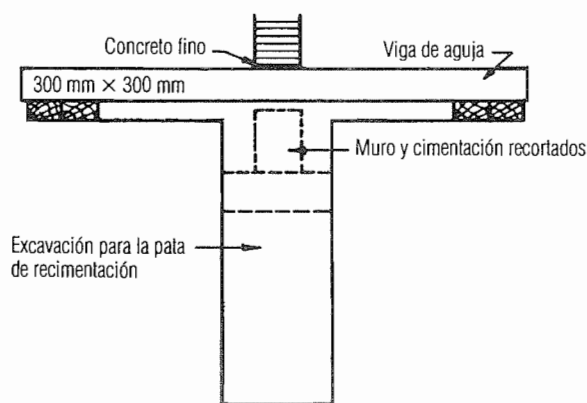


Figura 12.9. Soporte de un muro por medio de agujas.

12.3.4. Recimentación con pilas o bases

Si un edificio tiene una estructura con la carga del muro transferida hacia las columnas, es conveniente recimentar las columnas en agujeros individuales debajo de cada columna de la cimentación. Las columnas o las bases de las columnas son soportadas o apuntaladas por medio de agujas como se describe en la sección 12.2, mientras que el hoyo se cava hasta el nivel requerido y se rellena con el material de recimentación. Sería conveniente romper las bases de las columnas de acero y construir unas nuevas.

Las cimentaciones con pilas pueden ser un método recomendable para los muros de recimentación donde se requiere de excavaciones profundas en suelo difícil, por ejemplo los suelos de carga de agua o los suelos pedregosos. Este método se debe considerar únicamente donde hay un estrato de buena capacidad de carga a una profundidad razonable, debido a que las cargas pesadas se deben llevar por las pilas. Es necesario proporcionar una viga debajo del muro para transferir la carga hacia las pilas. La viga se puede construir de muchas maneras; éstas son algunas:

a) Apoyando el muro por medio de agujas hacia la longitud total entre los pilares e insertando vigas de concreto precolado o vigas de acero (figura 12.10a).

b) Insertando vigas de acero hacia las ranuras cortadas en ambos lados del muro de la cimentación (figura 12.10b).

c) Insertando ménsulas o bloques de concreto precolado hasta los hoyos excavados bajo los muros de la manera descrita para la recimentación de un muro de cimentación por medio de zapatas corridas continuas. Los bloques están provistos de agujeros longitudinales en línea para formar ductos continuos a lo largo de la viga. Las barras de acero templado o de alta tensión, o también los alambres, se enroscan a través de los ductos. También una viga normal de concreto reforzado se puede formar después colando alrededor de los bloques o de las ménsulas, o también las varas de acero de alta resistencia a la tensión o los alambres, se pueden tensionar y lechar hacia arriba para formar una viga de concreto extendida entre las pilas (figura 12.10c).

d) Proporcionando varillas de riostra o cables de tensión a los lados o en las ranuras cortadas a los lados de la cimentación del muro. Éstas son tensionadas para poder producir una viga de presfuerzo desde la estructura del muro (figura 12.10d). Este método no será contemplado si el muro existente y la cimentación estuvieran en una condición pobre.

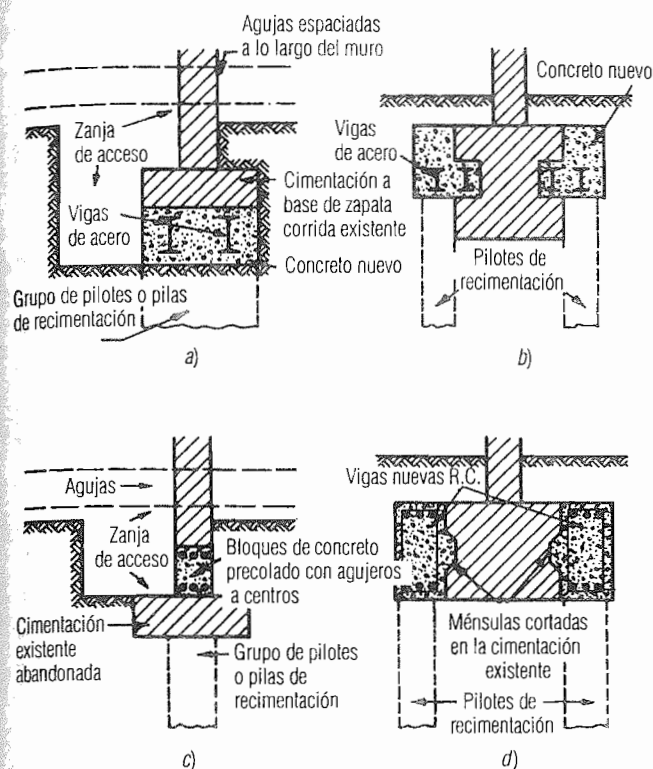


Figura 12.10. Métodos de recimentación para cimentaciones de muro usando vigas extendidas entre las pilas o los pilotes.

Después de completar la viga por medio de uno u otro de los métodos arriba mencionados, las agujas se remueven cuidadosamente para transferir el peso del muro hacia las pilas. Si la estructura existente es sensible al asentamiento entonces sería recomendable proporcionar clavijas de conexión a las

puntas de las vigas. Esto permitirá que el muro se levante de las agujas mientras las pilas y el suelo bajo ellos empieza inmediatamente su asentamiento.

El sistema de Pynford^{12.4} de recimentar con vigas incluye como primer paso el corte de bolsas en el muro existente para fijar las ménsulas de concreto precolado. Estas ménsulas se usan para recimbrar los muros de carga que soporten arriba de 60 kN/m.

Las ménsulas tienen una profundidad cercana a 75 mm más profundas que la profundidad de las vigas para permitir el colado y el aseguramiento. El enladrillado intermedio después se remueve dejando el edificio soportado enteramente por las ménsulas pero cargando en la misma cimentación vieja. El acero reforzado se pasa a través de los espacios provistos en las ménsulas y después la viga se cuela (figura 12.11). Esto rigidiza las cimentaciones, permitiendo que las excavaciones se hagan bajo las vigas para los pilares individuales o para las bases prolongadas hacia abajo al nivel deseado para la recimentación. Finalmente, se transfiere la carga hasta las pilas o hacia las bases para completar dicha recimentación.

Las pilas o las bases se construyen en concreto o en un enladrillado en los pozos enmaderados. Alternativamente, los pozos cilíndricos se pueden hundir con un revestimiento de concreto precolado o de hierro fundido (véase sección 6.3) rellenos con concreto. En suelo difícil se usan cajones de aire comprimido para recimentar, sólo que dichos métodos serán considerados únicamente si la recimentación por los pilotes resultó impráctica debido a las condiciones del lugar.

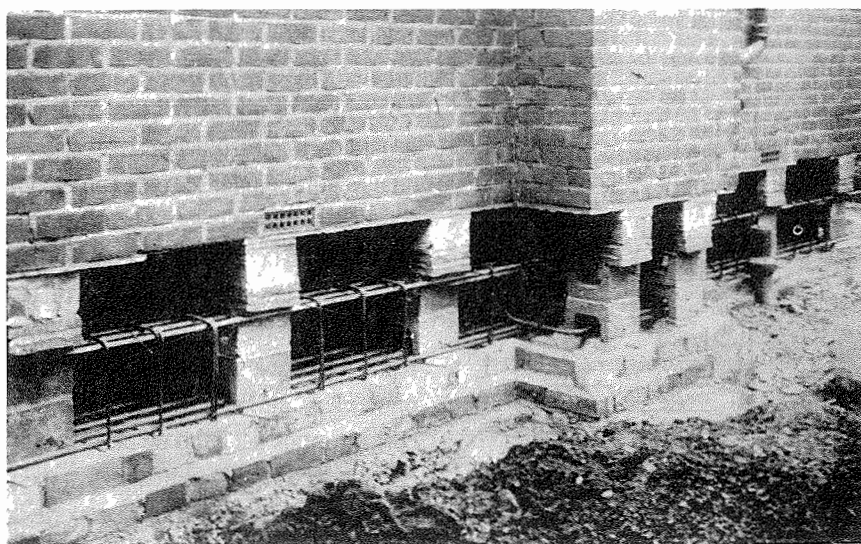


Figura 12.11. Recimentación con las ménsulas de Pynford.

12.3.5. Recimentación con pilotes

La recimentación por medio de pilotes es similar, en principio, al método de pilas antes descrito. Es un método conveniente para una excavación económica en pozos que se usa si el estrato de carga es muy profundo, o si las condiciones del suelo son muy difíciles para una excavación manual.

Los muros son recimentados por medio de pilotes, donde se pueden colocar a centros cercanos relativamente cortos. Sin embargo, si los pilotes se deben hincar a una profundidad considerable hasta alcanzar un estrato de carga satisfactorio, entonces sería más económico espaciarlos ampliamente con un incremento correspondiente en la carga de trabajo. Se puede confiar en extender el muro y su cimentación donde los pilotes están cerca y en buenas condiciones. Para los pilotes ampliamente espaciados se debe colocar una viga por medio de alguno de los métodos descritos en la sección 8.16.2.

Los pilotes de recimentación para los muros se ponen por lo común por pares, uno a cada lado del muro (figura 12.12a). Las columnas de recimentación de los pilotes se colocan en grupos alrededor o a los lados de la columna (figura 12.12b). Si, debido a las condiciones de acceso, no resulta práctico instalar los pilotes dentro de un edificio, entonces será necesario colocarlos por pares hacia la parte exterior con una viga de soporte en cantilever (figura 12.12c). Esto pone una carga pesada de compresión y un momento de flexión en el pilote interior, y también tensión en el pilote exterior.

Los pilotes perforados (como se describió en la sección 8.14) se usan generalmente debido a que producen muy poca o ninguna vibración o ruido, y el equipo de pilotaje se puede

operar en condiciones de altura libre baja. En los suelos arenosos con carga de agua, se requiere de una técnica cuidadosa de perforación para evitar que la arena sea sacada hacia la perforación desde el suelo circundante. No se recomienda bombear desde el pozo del pilote antes de colar, puesto que puede causar un asentamiento debido al "soplado" en el fondo de la perforación del pilote producida por la presión de agua externa. Son apropiadas perforaciones taladradas para la recimentación en arcillas rígidas; por ejemplo, al ocurrir un asentamiento debido a la contracción del suelo resultante de la acción secante de las raíces de los árboles.

Si es necesario transferir la carga hacia el pilote en un periodo temprano entonces sería recomendable dejar el entubado en el orificio o también usar vigas universales o columnas de concreto precolado insertadas en agujeros preperforados. Los pilotes de vigas universales o de tubos de acero son útiles en momentos de flexión o cuando las cargas laterales son soportadas, por ejemplo, donde los pilotes de recimentación se usan como muros de contención para los sótanos, o éstos se requieren para llevar cargas en cantilever en cualquier periodo temprano.

Pilotes hincados con gatos hidráulicos

Los pilotes se pueden instalar directamente debajo de las cimentaciones si se usan gatos hidráulicos, cuando el peso de un edificio provee la reacción a los gatos. El sistema de Franki Miga emplea una forma de pilotes para hincarse mediante gatos que consiste de un número de unidades de concreto precolado de $305 \times 305 \times 762$ mm de largo, con un agujero de un diámetro de 50 mm que corre hacia abajo del centro (figura 12.13). Los pilotes se instalan primero excavando un hoyo debajo de la cimentación. La sección del fondo del pilote, la cual es puntiaguda, se coloca en el agujero y un gato hidráulico con placa de acero y secciones cortas de vigas de acero para repartir la carga se usa para forzar el pilote en el terreno hasta que éste se iguala casi al terreno en el fondo del hoyo. El gato se remueve, y la siguiente sección se agrega; el proceso se repite hasta que se alcanza la capacidad deseada de carga del pilote. Las unidades adyacentes están unidas por lechada a cortos tramos del tubo de acero hasta el agujero central en cada etapa. Cuando el manómetro de presión del gato indica que la capacidad requerida de soporte del pilote se ha alcanzado (esto es, la carga de trabajo más un factor de seguridad) las longitudes cortas de la viga de acero o travesaño se hunden

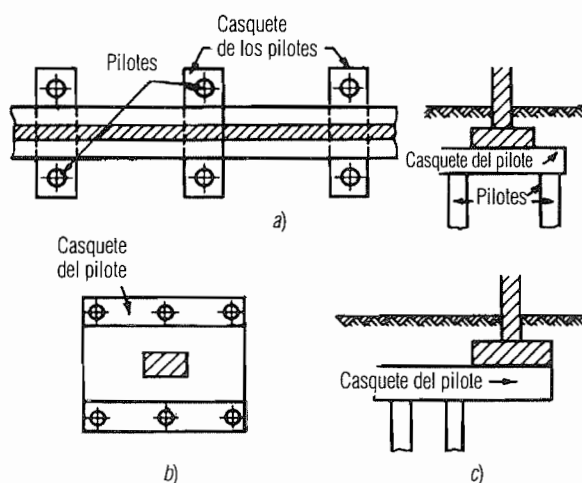


Figura 12.12. Recimentación con pilotes. a) Cimentaciones a base de zapata corrida. b) Base de la columna. c) Cubierta en cantilever del pilote.

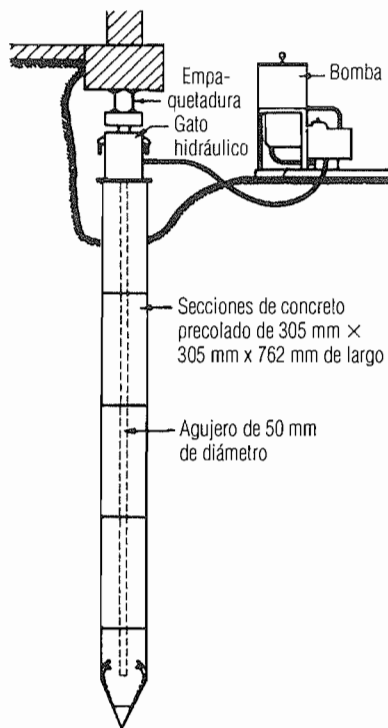


Figura 12.13. Recimentación con el pilote de Franki Miga.

entre la cabeza del pilote y la cimentación existente. El gato se remueve después y se cuela sólidamente la cabeza del pilote, junto con los embalajes.

En América es una práctica común hincar con gatos hidráulicos los pilotes de los tubos en secciones cortas, de manera similar a la del pilote de Franki Miga, excepto que un par de gatos se usa como se muestra en la figura 12.14. Los pilotes de tubos se instalan, por lo común, con puntas

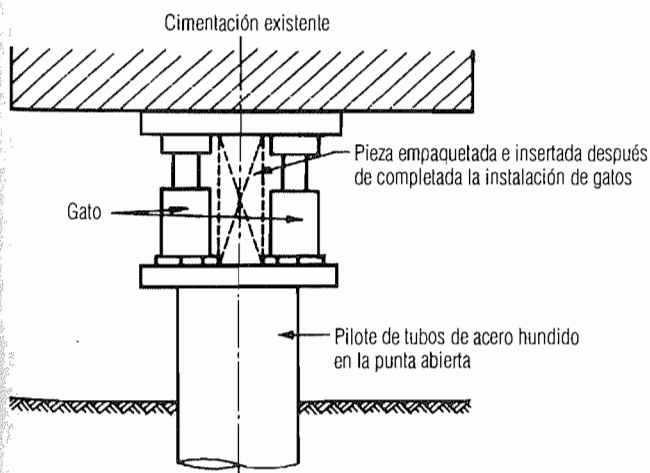


Figura 12.14. Recimentación con pilotes de tubos de acero.

abiertas, el suelo se remueve a cada momento para facilitar la entrada de las secciones de los tubos. Si esto no se hace, entonces un tapón del suelo tiende a consolidarse en el fondo del pilote, el cual incrementará la fuerza requerida del gato. Al alcanzar el nivel requerido indicado por la fuerza del gato, finalmente los tubos se limpian y rellenan con concreto. El espacio entre la cabeza del tubo y de la cimentación existente se rellena con una columna corta de acero y con placas de embalaje después de que los gatos se remueven.

Para instalar los pilotes hincados mediante gatos lo más común es trabajar hacia un factor de seguridad de 1.5; es decir, la fuerza de hincado es igual a la carga calculada de trabajo más el 50 %. La carga última de hincado se mantiene durante un periodo de por lo menos 12 horas antes de que el embalaje sea insertado. La adopción de un factor mayor de seguridad puede llevar cargas excesivas en la estructura existente, aunque los pesos adicionales puedan ser aumentados para incrementar la reacción de hincado del gato hidráulico.

Es importante insertar el embalaje entre el pilote y la estructura *antes* de liberar la carga en los gatos hidráulicos. De esta manera se previene el rebote elástico del pilote y se minimiza el asentamiento. Un método para reforzar la altura de un pilote en contacto con una estructura se muestra en la figura 12.15. Éste indica cómo se utiliza el dispositivo para los pilotes que soportan secciones del túnel bajo el río Maas en Rotterdam. La cabeza del pilote se conecta hacia la parte más baja únicamente por medio de un encamisado periférico de nylon. La lechada de cemento se inyecta por presión hasta el espacio entre los dos componentes, de este modo levanta la altura del pilote y lo fuerza a hacer contacto con la superestructura.

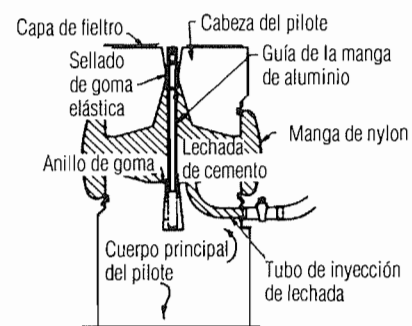


Figura 12.15. Pilote de recimentación con una altura ajustable.

12.3.6. Métodos de recimentación "preprueba"

Ya se había mencionado en páginas anteriores el uso de los gatos hidráulicos en el trabajo de recimentación. Al colocar los gatos entre la estructura existente y la nueva, el suelo subyacente es precargado antes de transferir la carga de la estructura a la recimentación. Este método fue denominado "preprueba" por sus originadores los señores Spencer White y Prentis de Nueva York, aunque varios sistemas de recimentación implican el uso de los gatos hidráulicos. La aplicación del método de preprueba a la recimentación con pilote ha sido descrito antes. Los "agujeros" se llevan hacia el nivel requerido, y después de endurecerse se instalan los gatos hidráulicos y se pone una serie de vigas en el tope de los gatos. Se deposita una capa de concreto después en el tope de las vigas. Antes se hunden las vigas con los gatos, haciendo que el concreto tenga contacto cercano con la superficie inferior de las cimentaciones existentes. Se deja que el concreto endurezca una vez que las cargas de los gatos hidráulicos se incrementan hasta el valor deseado de preprueba. El enladrillado o la recimentación de acero es entonces construida a ambos lados de los gatos para permitir que éstos sean liberados y removidos. Los espacios ocupados por los gatos hidráulicos se rellenan con la posterior recimentación o, si se esperan movimientos continuos de los estratos bajos, éstos se pueden dejar abiertos para servir como bolsas para los gatos hidráulicos. Los gatos hidráulicos se reinstalan de vez en cuando en las bolsas, como se requiera para corregir un asentamiento posterior.

El tiempo requerido para instalar los gatos y las vigas de recimentación se puede acortar, si se requiere, usando marcas de cemento de fraguado rápido para el trabajo del colado.

Las cargas requeridas para los gatos hidráulicos se deben calcular cuidadosamente, debido a que se ha dejado un número de agujeros que se abren en un momento dado. Puede ser necesario ajustar las cargas de hincado mientras se desarrolla el trabajo y se usen los medidores de deformación o los extensómetros como medio de precisión para controlar las operaciones de hincado mediante los gatos hidráulicos.

Existen varios sistemas patentados de hincado mediante gatos hidráulicos que implican interconexión de los gatos en conjunción con una planta central de bombeo y un acumulador hidráulico. El sistema de Pynford Pedatiff,¹²⁵ referido en la sección 3.5.5 en combinación con el hundimiento de minería se controla por medio de manómetros de nivel de agua en varios puntos de los gatos alrededor del edificio. Estos manó-

metros impulsan a los relevos eléctricos que controlan los gatos operados por motor.

Los gatos hidráulicos, usados en un trabajo ordinario de recimentación, deben preferentemente tener martinets de tornillos ajustados con collarines. Los collarines se mantienen atornillados hacia abajo contra los cilindros de modo que, en el caso de una falla en la presión hidráulica, el martinete no se caerá. El "gato plano" de Freyssinet, un bote de metal ahuecado de un manómetro ligero, tiene aplicaciones útiles en el trabajo de recimentación. Su profundidad poco profunda permite que se inserte en los espacios pequeños. El aire, introducido bajo presión, expande la caja delgada de metal, que levanta la estructura hasta la cantidad deseada. La lechada de cemento se introduce entonces y el tubo inyector de presión se cierra.

Los gatos planos de Freyssinet se usaron para trabajos mayores de recimentación en la torre central de York Minster, como se describió por Dowrick y Beckmann.¹²⁶ Esta torre está soportada principalmente sobre cuatro pilares principales, cada uno cargando una carga vertical de cerca de 38 500 kN. Los pilares están soportados por los restos de los muros de una catedral que fue, en su turno, cargada sobre las cimentaciones a base de zapatas corridas de la época normanda, sostenidas por arcilla limosa y arenosa de rígida a dura en lugares de cimentaciones aún profundas de origen romano. Las cimentaciones viejas de mampostería impusieron antes una carga excéntrica bastante alta sobre el suelo, y el esquema de recimentación fue esencialmente el que distribuyó la carga sobre el área de cimentación más ancha. Esto se logró construyendo una gran cimentación de concreto reforzado extendida alrededor de 14.5 m cuadrados bajo cada uno de los cuatro pilares principales. Esta cimentación rodeó los bajos muros viejos de mampostería de los extremos, y cuatro capas de varillas pretensadas de acero inoxidable de 32 mm pasaron debajo del pilar uniendo la mampostería agrietada y el concreto circundante (figura 12.16). Después que toda la cimentación fue pretensada se introdujeron los gatos planos entre esta cimentación combinada, y la nueva recimentación de concreto fue puesta debajo y los gatos fijos entre la combinación para ejercer una presión de carga uniforme sobre la superficie inferior de la cimentación combinada.

Las complicaciones resultantes por la instalación de los pilotes de recimentación fuera de la estructura existente de la cimentación, o desde los agujeros bajo la estructura, se pueden evitar usando "Pali Radic" (pilotes-raíces).¹²⁷ Este es un sistema patentado de Fondedile Foundations Ltd., aunque también están disponibles otros sistemas de "mini-

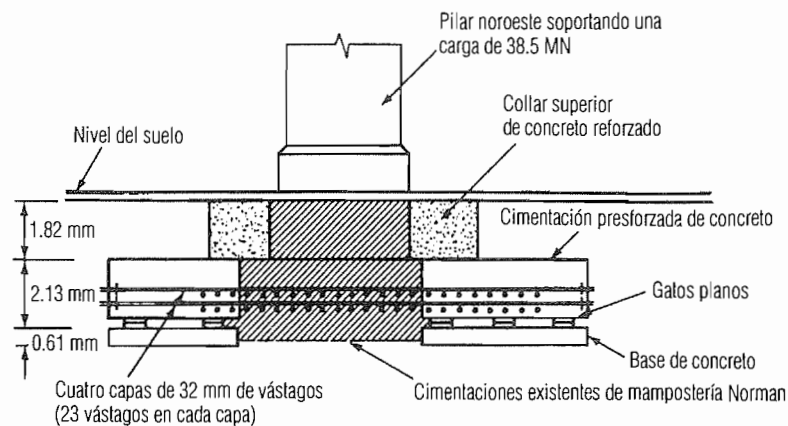


Figura 12.16. Recimentación de las cimentaciones de la torre central de York Minster (tomado de Dowrick y Beckmann^{12.6}).

tes” de diámetro pequeño. Los métodos implican el barrenado rotatorio de agujeros con un diámetro relativamente pequeño, a través de la estructura de la cimentación y el suelo subyacente hacia el estrato de carga. El concreto reforzado se cuela en sitio, en los agujeros barrenados, que son arreglados a varios ángulos para proporcionar un soporte del ancho total de la cimentación. Este sistema tiene las ventajas de que no requiere de ninguna excavación o de algún apuntalamiento, y los pilotes se unen a la masa total de la estructura existente a través de la cual son instalados. Sin embargo, se debe tener mucho cuidado de obtener el concreto firme especialmente cuando se forman los pilotes sobre tierra suelta o de carga de agua.

12.3.7. Recimentación por medio de inyecciones

Las inyecciones del suelo con cemento o con químicos para rellenar los huecos o para penetrar y reforzar el suelo son usadas a veces como un medio de recimentación. El trabajo se debe hacer totalmente por medio de inyecciones o el tratamiento del suelo se puede usar como una manera de reforzamiento temporal mientras se excava para los agujeros o los pozos normales de recimentación.

Se han suscitado casos en donde la lechada de presión se aplicó erróneamente. Por ejemplo, se ha usado en casos donde una consolidación lenta de un suelo compresible ha causado un asentamiento de las estructuras. Los suelos que muestran efectos de consolidación a largo plazo, pero que sin embargo están siempre bien graduados, el cemento o los químicos no se pueden inyectar en los espacios huecos (véase

sección 11.3.1). La lechada de cemento introducida bajo presión bajo las cimentaciones forma simplemente una capa delgada la cual puede levantar las cimentaciones para restablecer el nivel hasta algún límite, y esto puede causar una aceleración de corto término en el proceso normal de consolidación. Sin embargo, después de un tiempo la pequeña consolidación tiene efecto una vez más, y el asentamiento de la estructura comienza otra vez. También se debe notar que el suelo lechado no es en su totalidad incompresible y puede mostrar un apreciable asentamiento con deslizamiento a largo plazo bajo la carga sostenida.

La lechada de cemento es un recurso muy útil para rellenar los huecos en el suelo bajo las cimentaciones que se han causado por efectos de la erosión o de vibración en los suelos granulares y sueltos. También es muy útil para reforzar muros viejos de cimentaciones de mampostería de piedra bruta antes de excavar debajo de ellos para las operaciones normales de recimentación. La lechada de cemento puede usarse para consolidar los suelos gravosos bajo las cimentaciones de maquinaria en los casos en que el asentamiento ocurre debido a los efectos de vibración.

Los químicos se pueden usar para inyectar en arenas gruesas o gravas arenosas para producir un muro o un bloque de suelo consolidado bajo las cimentaciones hasta el nivel deseado para la recimentación.

En condiciones favorables del terreno, éste es un método muy útil de recimentación en unión con excavaciones profundas que se encuentran cercanas a estructuras existentes. Las inyecciones se hicieron desde el nivel del terreno, evitando de este modo la necesidad de un apuntalamiento, y el muro de tierra consolidada actúa como un muro de contención cuando se excavó cerca de las cimentaciones existentes

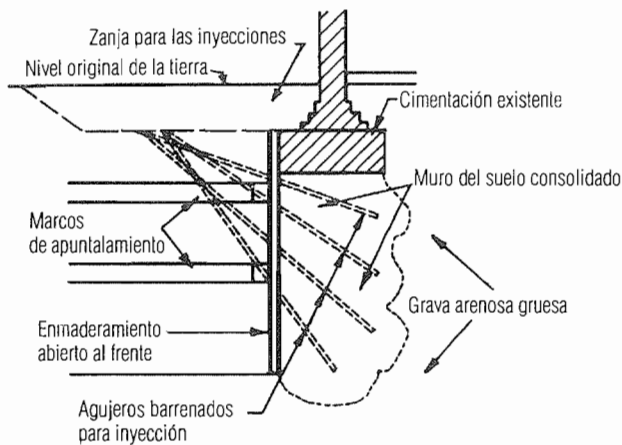


Figura 12.17. Recimentación por medio de inyecciones químicas.

(figura 12.17). La tierra consolidada es soportada donde sea necesario por los marcos de apuntalamiento, pero, a veces se puede eliminar esta necesidad en un enmaderado muy cerrado o en un enmaderado con tablestacas. Un ejemplo de esto se muestra en la figura 12.18. El rango de los tipos de suelos en los cuales se puede usar una consolidación química se muestra en la figura 11.12, y también se describe detalladamente por Littlejohn^{12.8} quien da ejemplos de la aplicación de una lechada para las aplicaciones de recimentación.

12.3.8. Uso del proceso de congelamiento para el trabajo de recimentación

Las aplicaciones del proceso de congelamiento para el trabajo de excavación se describieron en la sección 11.3.9; también se señalan varios ejemplos de su aplicación para recimentar por Harris.^{11.12} El proceso de congelamiento se ha usado para solidificar la tierra consolidada bajo la carga de la cimentación, impidiendo de este modo un asentamiento futuro y permitiendo que se lleve a cabo una recimentación permanente. Dumont Villares^{12.9} describió las medidas tomadas en recimentación de un edificio de 26 pisos en Sao Paulo, Brasil, asentado e inclinado en 1941. Aunque el edificio se cimentó sobre pilotes, una investigación posterior mostró que los pilotes estaban sostenidos en una cuña de una arcilla limosa y floja. La cuña era gruesa en una esquina del edificio en la cual el asentamiento total fue cercano a 0.3 m con una asentamiento diferencial (inclinado) casi al máximo. El método de congelamiento se limitó a un área alrededor de la esquina del edificio donde ocurrió el asentamiento máximo, con el objeto de formar un bloque sólido de suelo alrededor de los pilotes. Esto detuvo el asentamiento durante un periodo aproximado de tres meses desde el comienzo del congelamiento.

Se cavó un sinnúmero de hoyos después a través del suelo congelado hasta un estrato de arena bajo de la arcilla blanda.



Figura 12.18. Uso de las inyecciones químicas para facilitar el recimentado de un edificio viejo en Kirkaldy, Fifeshire.
a) Vista general de un trabajo de apuntalamiento mostrando un muro soportado por puntales tubulares enfilados de acero.
b) Excavando en arena fina estabilizada por las inyecciones químicas.



Las cimentaciones con pilas se construyeron en estos hoyos y el edificio fue nivelado por medio de gatos hidráulicos desde el extremo superior de las pilas. Los pilotes existentes se cortaron donde fuera necesario, mientras el edificio era levantado. Se restauraron los pilotes seleccionados para usarse insertando secciones de concreto precolado (pilotes Franki-Miga-Hume) entre los pilotes viejos y la superficie inferior del edificio. Las secciones de precolado fueron empujadas hacia abajo hasta la carga requerida de preprueba. No se notó ningún asentamiento posterior durante un periodo de 10 años después de completar el trabajo de recimentación.

12.4. TRASLADO DE EDIFICIOS

Los métodos de recimentación son normalmente usados en combinación con el traslado de edificios (sin demolición) desde un lugar a otro. El peso de los edificios se transfiere hasta un sistema de vigas colocadas a ambos lados de los muros y se instalan unos rodillos o transportes con ruedas debajo de las vigas que corren sobre vías hacia la dirección deseada. Los cambios en la dirección del movimiento a lo largo de las vías pueden realizarse levantando los transportes uno por uno y girándolos hacia otra dirección para que corran sobre un nuevo conjunto de vías.

Esta operaciones, por lo común, se emprenden por firmas especialistas que adoptan una cuidadosa técnica basada en el examen completo del edificio, cálculos exactos de las cargas, una investigación detallada del suelo a lo largo de la línea de las vías y en la nueva ubicación del edificio, además un levanta-

tamiento controlado por gatos en conjunto con dispositivos de compensación y medición de la deformación.

Cuando los edificios con muros de carga son trasladados, se realizan agujeros en los muros y las agujas de pared se insertan en el espacio apropiado sobre el cual un enladrillado puede ser extendido seguramente. Las vigas longitudinales son puestas después a cada lado del muro y levantadas contra las agujas. Las calzas y las cuñas se colocan cuando sea necesario asegurar una distribución uniforme de la carga. Se proporcionan pares individuales de gatos entre cada aguja y las vigas. Los transportes y los rodillos se instalan después debajo de las vigas longitudinales, también se puede agregar un segundo juego de traveses bajo las vigas del muro para reducir el número de transportes y por lo tanto el número de vías.

La figura 12.19a muestra un edificio antiguo soportado en el primer nivel del piso por medio de vigas de acero cargadas en un chasis fabricado por maderas de 300×300 mm. El edificio fue movido por Pynford Ltd., en este chasis hacia una nueva locación más adelante a lo largo de la calle.^{12.10} Para alcanzar esta nueva localización se colocaron cuatro pares de gatos de acero de marca "A" debajo de las vigas de acero (figura 12.19b). Los gatos levantaron el edificio 1.2 m y lo movieron 0.75 m lateralmente en las nuevas cimentaciones.

El sistema de soporte usado por los señores Christiani y Nielsen para mover casas cerca de París lo describe Olsen^{12.11} y se ilustra en la figura 12.20. Se colocaron tres pares de vigas de acero a lo largo de los muros longitudinales y se fijaron unas agujas cortas a sus patines inferiores en dos puntos intermedios de estos muros. Dos pares de traveses cru-

a)



Figura 12.19. Movimiento de un edificio viejo en Hereford. a) El edificio soportado en un chasis de madera temporal antes de moverlo a una nueva ubicación. b) El edificio ya levantado en su posición final.

zadas de cañerías se detuvieron después sobre las vigas longitudinales; cada par en cada extremo del muro. Los transportes con ruedas se colocaron en cuatro puntos; esto es, en las puntas de las traveses cruzadas de afuera como se muestra en la figura 12.20. Los pares de traveses longitudinales fueron “preflexionados” por medio de gatos hidráulicos pequeños colocados en seis puntos sobre las vigas cortas de aguja en los muros longitudinales y a cuatro puntos sobre los extremos de los muros. Cuando la carga total en estos pequeños gatos se igualaba a la carga total del edificio, los gatos se sellaron y la carga fue transferida a través de las traveses cruzadas hasta los cuatro gatos principales y de éstos a los transportes. Dos de los gatos principales se ensamblaron

juntos para permitir que actuaran como una unidad. De este modo el sistema estaba en un soporte de tres puntos determinado estáticamente. Si uno de los dos gatos se hundía debido al asentamiento o a la irregularidad de la vía, la presión en el cilindro podría caer, causando que el aceite fluyera desde el cilindro del otro gato; de este modo, el primer gato se elevó otra vez, mientras que el otro se bajaba una cantidad correspondiente para igualar el movimiento del par de soportes.

Olsen también mencionó el método alternativo de soportar un muro de carga, pretensándolo. Dos vigas de acero laminado se colocaban para que actuaran como arriostramiento, cada una a cada lado del muro. Las vigas cruzadas y cortas se fijan en los

b)



extremos de las vigas, y los gatos se colocan entre las vigas cruzadas y el muro para inducir un esfuerzo a compresión en el muro.

El empuje requerido para mover las estructuras a lo largo de las vías está dado por lo común por gatos hidráulicos de gran golpe. Los cilindros se fijan en las vías y los apisonadores operan contra los transportes. El método de gatos se prefiere a los montacargas, debido a que el estiramiento y el agarre de los cables del último método están propensos a fijar un movimiento peligroso e irregular.

Prentis y White^{12.1} declaran que la fuerza propulsora para iniciar el movimiento necesita ser únicamente del 1-2 % del peso de la estructura, usando rodillos de acero sobre una carga bien repartida en la vía de una buena cimentación. La fuerza para mantener el edificio moviéndose puede ser sólo

de cerca de dos terceras partes de la fuerza requerida para comenzar el movimiento.

Los edificios estructurados a base de marcos se mueven por medio de una aguja y por columnas individuales, e instalando carruajes de rodillos, ya sea debajo de cada columna o de un soporte combinado hasta una hilera de columnas. Olsen^{12.8} describió la instalación de puntales temporales y riostras en el piso más bajo de un almacén de cuatro pisos, para permitir que la carga de 55 columnas fuera transferida hacia los 22 gatos principales en dos hileras como se muestra en la figura 12.21. Los 22 gatos fueron provistos de conexiones igualadas formando tres grupos independientes, hasta dar el soporte deseado del triple punto mencionado. El almacén, que medía 100×20 m se dividió en dos secciones.

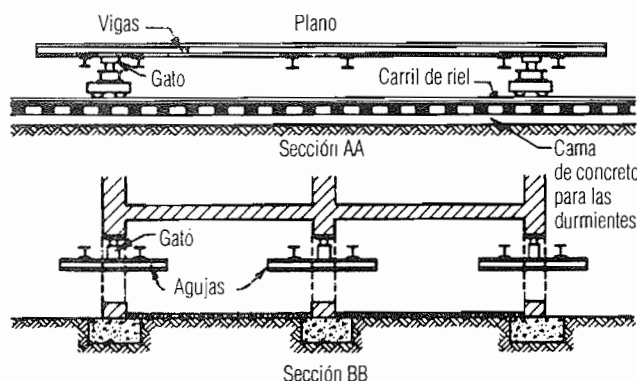
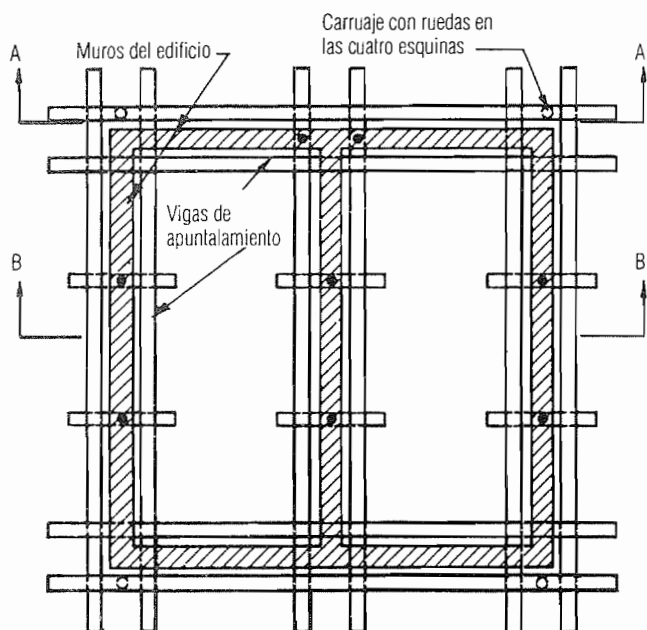


Figura 12.20. Movimiento de una casa en cuatro transportes con ruedas. (tomado de Olsen^{12.11}).

Cada sección de 2500 ton de masa fue movida media milla, incluyendo el cruce de un camino y de una vía de tren. La propulsión se hizo por medio de seis gatos de 50 ton.

El principio del "cojín de aire" empleado en vehículos de propulsión por aire se puede usar para las estructuras móviles, como lo describió Pryke.^{12.10} Los bordes flexibles se ajustaron alrededor de la periferia de la estructura y el aire soplado bajo presión bajo la base eleva la estructura, la cual puede entonces ser rodada y remolcada hacia una nueva ubicación. Este método es el más conveniente para estructuras que tienen una base nivelada parecida a los tanques de almacenamiento de petróleo. Pueden surgir las complicaciones debido a la pérdida de aire desde abajo de los bordes o a través de la subestructura si se hacen intentos por levantar cimentaciones permeables o de forma irregular. También se necesita tener

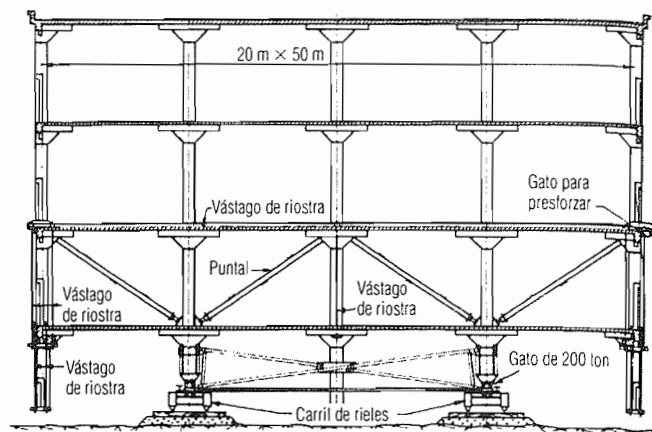


Figura 12.21. Cambio de un almacén de 5 pisos (tomado de Olsen^{12.11}).

cuidado para obtener una vía absolutamente lisa y no corrosiva en la cual mover la estructura en su cojín de aire.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 12.1 Prentis, E. A. y L. White, *Underpinning*, 2a. ed., Columbia University Press, Nueva York, 1950.
- 12.2 Thorburn, S. y J. F. Hutchinson, (eds), *Underpinning*, Surrey University Press, 1985, p. 296.
- 12.3 Jordan, S. K., "Foundations for basement buildings adjoining existing property", en *Journal of the Institution of Civil Engineers*, **15**, 1940, pp. 119-140.
- 12.4 Pryke, J. F. S., "The Pynford underpinning method", en *Underpinning* (ref. 12.2), 1985, pp. 162-221.
- 12.5 Pryke, J. F. S., "Eliminating the effects of subsidence", en *Colliery Engineering*, **31**, (37), 1954, pp. 501-507.
- 12.6 Dowrick, D. J. y P. Beckmann, "York Minster structural restoration", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Supl. paper no. 74155, 1971, pp. 93-156.
- 12.7 Lizzi, F., "Pali radice (root piles) and reticulated pali radice, Micropiling", en *Underpinning* (ref. 12.2), 1985, pp. 84-161.
- 12.8 Littlejohn, G. S., "Underpinning by chemical grouting", en *Underpinning* (ref. 12.2), 1985, pp. 242-275.
- 12.9 Dumont-Villares, A., "The underpinning of the 26-storey 'Companhia Paulista de Seguros' Building, Sao Paulo, Brazil", en *Géotechnique*, **6**, 1956, pp. 1-14.
- 12.10 Pryke, J. F. S., "Moving structures", en *The Consulting Engineer*, **31**, (9), 1967, pp. 85-89.
- 12.11 Olsen, K. A., "The re-siting of structures", en *Proceedings of the Institution of Structural Engineers' 50th Anniversary Conference*, 1958, pp. 364-371.

Capítulo

Protección de estructuras de cimentación contra el ataque del suelo y del agua subterránea

13.1. CAUSA DEL ATAQUE

Las cimentaciones están sujetas al ataque por los compuestos destructivos del suelo o del agua subterránea, por organismos vivos y por abrasión mecánica o erosión. De este modo, los pilotes de madera en muelles son atacados por organismos en el suelo y en el agua causando descomposición en la madera; éstos sufren por depredadores como termitas y polillas marinas; son raspados por barcos, hielo u otros objetos de flotación y pueden sufrir daños severos por el movimiento de los guijarros si están situados en playas expuestas a la acción de las olas. En las cimentaciones el concreto debe resistir el ataque de los sulfatos en la tierra o en los desperdicios químicos. Los pilotes de acero pueden estar sujetos a la corrosión bajo ciertas condiciones. La severidad del ataque en las cimentaciones depende de la concentración de los compuestos agresivos, del nivel y de las fluctuaciones del nivel del manto freático y de las condiciones climáticas. La inmunidad contra el deterioro se puede dar en grado variado por algunas medidas de protección. Algunas de éstas pueden ser muy costosas y el ingeniero debe buscar un acuerdo entre una protección completa sobre la vida útil de la estructura y la protección parcial a menor costo, pero con un gasto más en renovaciones y reparaciones periódicas.

13.2. INVESTIGACIONES DEL SUELO Y DEL AGUA SUBTERRÁNEA

13.2.1. Métodos de investigación

Si consideramos las medidas de protección, el primer paso es emprender una investigación detallada de las condiciones

del suelo y de las aguas subterráneas. Esto último es de particular importancia para evaluar el riesgo de ataque en madera, concreto o en estructuras de acero. Generalmente, la información necesaria se puede obtener junto con las investigaciones generales para el diseño de la cimentación usando los métodos descritos en el capítulo 1. Las muestras del agua del terreno se pueden tomar para análisis químicos y las porciones de muestras del suelo alterado y no alterado apartarse para este propósito.

Si es necesario, los depósitos reguladores se deben dejar en perforaciones para medidas del nivel del manto freático a largo plazo. Es importante establecer el nivel más alto que el manto freático pueda alcanzar, ya sea de los registros de los depósitos reguladores o los resultados de la investigación local. Es importante hacer un número suficiente de pruebas para determinar el promedio y el límite del contenido de sulfato, y en particular las variaciones en el contenido de sulfato con la profundidad. El dinero se puede malgastar si se toman precauciones caras en el concreto de la cimentación basado en los resultados únicamente de dos o tres pruebas de contenido de sulfato las cuales darán valores no representativos del promedio de las condiciones. Tampoco hay necesidad de extender la protección debajo de las zonas de carga de sulfato, a menos que el drenaje del subsuelo provocara que el agua del terreno se rezume hacia los niveles más bajos. Se debe tener en mente la posibilidad de que los cambios marcados en el nivel del manto freático ocurran en el futuro, digamos, como resultado de los esquemas de irrigación o de drenaje.

Al considerar el ataque de sulfato en las cimentaciones de concreto es usualmente suficiente determinar el contenido del sulfato y el valor pH del suelo y del agua subterránea. Si el contenido de sulfato encontrado es muy alto, es necesario determinar las concentraciones de los cationes apropiados. Se

requiere un análisis químico total donde el agua subterránea o el suelo esté contaminado con desperdicios químicos para identificar los compuestos potencialmente agresivos para el concreto.

13.2.2. Sulfatos en los suelos

En Gran Bretaña los sulfatos se encuentran naturalmente en los suelos; están por lo general limitados a la Marga de Keuper, las arcillas Lias, Oxford, Kimmeridge, Weald, Gault y London. Los depósitos superficiales o el terreno de acarreo están generalmente libres de sulfatos excepto cuando éstos están en una proximidad cercana a los suelos con gran contenido de sulfatos. Algunas turbas tienen un alto contenido de sulfato. Los sulfatos se encuentran en Europa, Estados Unidos y en los suelos *Gypsíferos* semiáridos del Medio Oriente.

Debido a las amplias variaciones en el contenido de sulfato de los suelos, la mejor indicación de posibles condiciones agresivas se obtiene por un análisis del agua del terreno. Las concentraciones más altas de sulfatos en el agua subterránea ocurrirán al final de un largo periodo seco. Si la muestra se ha hecho durante grandes lluvias del invierno, entonces la concentración puede no ser representativa de las condiciones más severas. En el suelo de muchas colinas donde hay flujo de agua subterránea hacia abajo de la inclinación a través de suelos con concentración de sulfatos, la concentración mayor de los mismos estará en el lado inclinado de la colina. El flujo del agua subterránea desde los suelos con concentraciones de sulfato resultará en concentración de sulfatos en los suelos que no son naturalmente sulfatados. Una suma de la distribución de sulfatos en varias condiciones del terreno en Gran Bretaña se muestra en un artículo publicado por Bessey y Lea.^{13.1}

13.2.3. Investigación para la corrosión

Para investigar la posibilidad de corrosión de las estructuras de acero enterradas, el método más rápido y económico es llevar a cabo un examen de resistividad eléctrica del lugar por el método descrito en la sección 1.9. Las lecturas del Probador de *Megger Earth*, o de otros aparatos, dan la conductividad del suelo que es una medida de la concentración de sales solubles en él y que en su momento es una medida de su acción corrosiva. La presencia en el suelo de bacterias reductoras de sulfato causa serias corrosiones, las cuales comúnmente se encuentran en las partes planas de lodo dejadas por

las mareas contaminadas por las aguas sucias, o en suelos que contengan basura orgánica. En estas condiciones se requiere un análisis bacteriológico, para lo cual el suelo debe ser muestreado usando las técnicas descritas en la sección 1.4.2, pero con una precaución adicional de usar tubos esterilizados, no aceitados. Las puntas de los tubos deben ser encebadas inmediatamente, después de retirarlas del suelo.

El agua del mar debe ser muestreada en los ríos con mareas, estuarios o en mar abierto, en varias etapas de la marea, tanto en periodos de marea baja como alta para determinar las peores condiciones de salinidad y de contenido de bacterias. Se deben usar, de nuevo, botes esterilizados, si el examen bacteriológico es necesario. Un análisis químico completo junto con las determinaciones del valor pH se requiere para las muestras de agua.

13.3. PROTECCIÓN DE LOS PILOTES DE MADERA

13.3.1. Descomposición de la madera en estructuras de tierra

Actualmente la única madera que se usa en cimentaciones es en pilotes o en apuntalamientos para las estructuras con pilotes. La descomposición biológica de una madera enterrada no ocurre si la madera se mantiene totalmente mojada, pero ésta puede ser severa si la madera se mantiene con una parte mojada y una parte seca (o húmeda), por ejemplo, en zonas del nivel del manto freático fluctuante para pilotes de madera enterrados o a la mitad de la zona de marea para los pilotes en el mar o en el río. La madera que es propia de una temporada de aire se volverá inmune a la descomposición biológica si se mantiene seca.

Para asegurar que la madera esté libre de descomposición o de una infestación, se deben tomar las precauciones desde el momento en que la madera se tala. Los hongos secos de descomposición se presentan en los bosques debido a la acumulación de madera muerta; también puede ocurrir en los montones de aserrín y en la madera raspada en los patios de madera. Por lo tanto, la madera enterrada se debe limpiar desde los bosques lo más pronto posible y apilarse en los patios de madera sobre terreno elevado, firme y bien drenado, del que todos los restos vegetales se hayan removido. El suelo debajo y alrededor de los apilamientos se debe mantener limpio de maleza.

La madera se debe apilar en el terreno y colocar de manera que el aire pueda circular libremente alrededor de las tablas.

Los apilamientos se deben mantener hasta que el contenido de la humedad de las capas de fuera sea menor en 30 %, hasta cuando ésta esté lista para un tratamiento de creosota u otro conservador.

Por otro lado, si la madera se usa en tierra siempre inundada, se puede almacenar totalmente sumergida en agua.

13.3.2. Conservación por creosota

La impregnación con creosota bajo presión es el método más efectivo contra la descomposición para conservar la madera en las cimentaciones dándole un grado de protección contra las termitas y las polillas marinas. La creosota es preferible para trabajo de cimentación respecto a otros preservativos como solubles en agua y los diversos tipos de solventes. Las maderas blandas se pueden impregnar completamente con un tratamiento de presión, aunque las maderas duras como el abeto Douglas se pueden impregnar sólo cortándolas adecuadamente y sujetándolas hasta una presión sostenida. Con este tratamiento el corazón de la madera tampoco se puede penetrar totalmente. En el trabajo de pilotaje la absorción y la penetración de la creosota se mejora usando pilotes redondos en los que la albura se retiene. Richardson^{13.2} afirma que la albura es absorbente a la creosota y con el pino de Scots o la secoya del Báltico una franja exterior de madera creosotada arriba de 75 mm de profundidad se obtiene rápidamente, con la cual protegerá a los pilotes durante largo tiempo. También señala la desventaja del uso de maderas cuadradas para pilotes (una práctica británica común) que da como resultado la remoción de la mayoría de las alburas exponiendo, de este modo, el corazón de la madera que, en la práctica, raramente recibe un adecuado tratamiento de creosota. Debido a que no se puede obtener la impregnación completa de las maderas duras, todos los agujeros remachados y las incisiones pueden luego ser recreosotadas. La creosota se debe vaciar con un embudo, o aún mejor, dársele un tratamiento de presión por medio de un equipo diseñado especialmente. La textura fina merece una atención particular.

13.3.3. Protección con concreto

Debido a la probabilidad de una descomposición severa en los pilotes de madera en zonas de nivel de manto freático fluctuante, no es probable que el tratamiento de creosota resulte en esta zona durante la vida de la estructura. Si el

nivel de agua es poco profundo, los pilotes se pueden cortar hasta el nivel más bajo del agua y el cabezal del pilote se lleva abajo de este nivel. Si el nivel más inferior del agua es muy profundo para que esto sea económico, es recomendable usar pilotes compuestos; entonces el tramo de madera permanecerá sumergido y el superior en el concreto, semejante a las figuras 8.38 y 8.39.

13.3.4. Acción de polillas marinas

La horadación de organismos crustáceos y de moluscos que habitan en aguas salobres o salinas, es responsable del más severo daño de los pilotes y de los dispositivos de protección en trabajos de río o marinos. El Building Research Establishment^{13.3} proporciona la ilustración de gran número de las especies de estos organismos y de sus depredadores con fotografías, y de métodos de protección. La lista de las principales especies es la siguiente:

Molusco barrenadores	Crustáceos xilófagos
<i>Teredo</i> ('gusano de los barcos')	<i>Limnoria</i> ("gribble" o "piojo del mar")
<i>Bankia</i>	<i>Chelura</i>
<i>Xylophaga dorsalis</i>	<i>Sphaeroma</i>
<i>Martesia</i> (únicamente en aguas tropicales)	

Los moluscos barrenadores entran a través de los agujeros minúsculos cuando son jóvenes y crecen hasta una medida de 25 mm de diámetro más o menos y 1 m de largo destruyendo la madera mientras crecen. Un ejemplo de un ataque de *Teredo* se muestra en la figura 13.1. Los crustáceos trabajan principalmente en la superficie y forman una cadena de agujeros bifurcados y entrelazados. Los barrenadores se encuentran por todas partes de los océanos del mundo. La salinidad, la temperatura, la acción de la corriente, la profundidad del agua, la contaminación, el valor pH, el oxígeno disuelto y el hidrógeno sulfurado, todos afectan la presencia o la ausencia de los barrenadores. Por lo común el agua salina o la salobre con salinidades de más de 15 partes por 1000 (el agua del mar normalmente tiene una salinidad de 30-35 partes por 1000) es esencial para su sobrevivencia, pero el *Sphaeroma* se encuentra en las aguas tropicales y frescas de Sudamérica, Sudáfrica, India, Sri Lanka, Nueva Zelanda y Australia.

La acción destructiva de las polillas del mar puede ser extremadamente rápida. Han destruido muelles de madera



Figura 13.1. Ataque de *Teredo* en madera. (Crown Copyright reproducida con el permiso de BRE, Princes Risborough Laboratory.)

tan sólo unos meses después de contruidos; por lo tanto se necesita de una protección en todos los casos donde los pilotes de madera son hundidos en agua salada o salobre. Dicha protección únicamente se puede omitir si hay suficiente evidencia de que las polillas no existan en un lugar particular. La investigación debe cubrir un examen de todas las estructuras de madera y del desecho del mar, y buscarse el consejo de un biólogo marino.

13.3.5. Protección contra las polillas marinas

La mejor protección es usar madera que se conoce por su resistencia a las polillas. El Building Research Establishment (Establecimiento de Investigación sobre Construcción)^{13,3} enlistó las siguientes maderas cuyo núcleo es resistente al ataque de los barrenadores. Se cree que las marcadas con un asterisco son las más recomendables para el trabajo marino.

- Afrormosia (*Pericopsis elata*)
- Padauk African (*Pterocarpus soyauxii*)
- Padauk Andaman (*Pterocarpus dalbergioides*)
- *Basralocus (Angeliq) (*Dicorynia guianensis*)
- *Belian (*Eusideroxylyn zwageri*)
- *Brush box (*Tristiana conferta*)
- *Ekki (*Lophira alata*)
- *Greenheart (*Ocotea rodiaei*) o bebeerú
- Iroko (*Chlorophora excelsa*)
- Ironbark (*Eucalyptus siderophloia*)
- Jarrah (*Eucalyptus marginata*)

- Kapur (*Dryobalanops* spp.)
- *Manbarklall (*Eschweilera longipes*)
- Muninga (*Pterocarpus angolensis*)
- *Okan (*Cyclicadiscus gabunensis*)
- *Opepe (*Nauclea diderrichii*)
- *Pynkado (*Xylia xylocarpa*)
- *Red louro (*Ocotea rubra*)
- *Southern blue gum (*Eucalyptus globulus*)
- Teak (*Tectona grandis*)
- *Turpentine (*Syncarpia laurifolia*)

La albura de las maderas mencionadas es propensa al ataque de los barrenadores. Si resulta imposible remover toda la albura, entonces la madera debe tratarse con creosota como una medida de precaución. Los dispositivos de protección de bebeerú en Milford Haven fueron atacados en la albura por *Teredo*, causando cerca de 10 mm de daño en cinco años.

El reporte 210. del Sea Action Committee of the Institution of Civil Engineers (Comité de Acción del Mar del Instituto de Ingenieros Civiles)^{13,4} declaró que ninguna especie de madera está absolutamente libre de un ataque de polillas, aunque ciertas especies son altamente resistentes; en varias condiciones de exposición se pueden considerar para tener una inmunidad práctica. El reporte enlistó las especies más resistentes como bebeerú, pynkadou, turpentine, totara y jarrah. Se espera que estas maderas tengan una vida de largos años en aguas británicas. Comentando sobre la conveniencia de varios tipos de preservativos, el reporte concluyó que la creosota ordinaria de brea de carbón es la más satisfactoria y afirma que en aguas británicas cualquier madera *eficientemente* impregnada con creosota será prácticamente inmune al ataque de las polillas.

La eficacia de los tratamientos preservativos depende de su completa continuidad sobre la capa exterior de la madera. Si se perfora corteza tratada con ganchos o por cortes de sierra o agujeros, los barrenadores pueden hacer una entrada. Aun cuando dichos cortes o dichas abrasiones sean tratadas antes de que los pilotes sean hundidos finalmente, existe aún la posibilidad de daño con objetos de flotación o por la acción erosiva del asbesto.

Algunas maderas duras no se pueden impregnar con creosota, en cuyo caso se debe dar una protección recubriendo los pilotes con concreto. Chellis^{13.5} describió varios métodos de recubrimiento incluyendo la colocación de concreto dentro de las formas móviles de acero o de las cubiertas de concreto precolado. También se menciona el uso de mortero de cemento-arena rociado sobre la madera. La práctica esencial en cualquier forma de recubrimiento de concreto es colocar una mezcla densa muy rica la cual no se romperá.

Chellis afirma que el encamisado metálico no se utiliza debido a la imposibilidad de encontrar un metal resistente a la corrosión a precio económico, y a las dificultades para las juntas y las conexiones contraventeadas.

13.4. PROTECCIÓN DEL PILOTAJE DE ACERO CONTRA LA CORROSIÓN

13.4.1. Desgaste debido a la corrosión

La corrosión del acero o del hierro en un electrólito (por ejemplo agua o suelo) es un fenómeno electroquímico con diferentes áreas de la superficie de metal o de la estructura que actúa como un ánodo y un cátodo en celdas. Una picadura o corrosión ocurrirá en las áreas anódicas y el moho será el producto final en las áreas catódicas. Ambos, el agua y el aire, son esenciales para que exista la corrosión. El desgaste general del acero estructural descubierto en los climas secos no contaminados es prácticamente nulo, pero puede ser cercano a 1 mm por año en condiciones húmedas y salinas en playas tropicales. La contaminación es un factor importante en la corrosión atmosférica; la tasa se acelera grandemente por la presencia de polvo, ácidos (derivados de cigarro) y cloruro de sodio. El porcentaje de corrosión en los suelos es una función de la conductividad eléctrica del suelo, aunque otros factores, incluyendo la presencia en el suelo de una bacteria reductora de sulfato, pueden acelerar rápidamente la corrosión.

La agresión relativa del agua depende de la salinidad, de la

contaminación, si hay alguna, de la temperatura y del contenido de oxígeno.

Morley^{13.6} citó los siguientes rangos de corrosión de acero a la intemperie en diferentes ambientes:

Suelo no alterado, insignificante.

Agua fresca, 0.05 mm/año.

Agua normal de mar, 0.08 mm/año.

Zona de enlodamiento del agua de mar, 0.1-0.25 mm/año.

Atmósfera británica industrial, 0.1-0.2 mm/año.

Los rangos de corrosión en el suelo no alterado pueden estar en el límite de 0.01-0.08 mm/año debido a la presencia del oxígeno. Una cubierta protectora se puede aplicar en los pilotes hundidos hacia el suelo, aunque la protección es parcial debido a que la cubierta es propensa a desgaste por piedras u otras obstrucciones en el suelo. Sin embargo, si el límite máximo es de 0.08 mm de desgaste por año, un pilote de acero con un espesor de 20.6 mm tendrá una vida de más de 60 años antes de que el 50 % de su espesor se pierda (aunque también hay la probabilidad de que exista un perforamiento local profundo). Los esfuerzos en el área cruzada del acero son generalmente bajos, por tanto, es improbable una falla en el pilote debido al sobreesfuerzo. Romanoff^{13.7} examinó varios pilotes de acero los cuales habían estado en el terreno durante periodos de más de 40 años. El examen mostró que la parte hundida de los pilotes en un suelo no alterado, es decir, donde no había oxígeno, la corrosión del acero era muy leve de manera que no produjo un efecto significativo en la vida de los pilotes. Esto indica que cuando los pilotes se hincan totalmente en un suelo no alterado, no se necesitará ninguna forma de protección en la porción bajo la superficie del terreno. Sin embargo, como ya se mencionó, factores como la presencia de una bacteria reductora de sulfato, que prospera ante la ausencia de oxígeno, puede acelerar rápidamente la corrosión. En estos casos se debe considerar una protección adicional, por ejemplo en los pilotes encamisados de sección H, el relleno de los pilotes ahuecados con concreto o aplicando una protección catódica.

Para los pilotes que se proyectan sobre la línea del suelo, un buen tratamiento de pintura dará una protección adecuada de la porción expuesta, previniendo que el trabajo de pintado se pueda renovar una y otra vez. Sin embargo, el mantenimiento del trabajo de pintado es imposible bajo el nivel del agua en estructuras de chorro, y el trabajo de pintura en esta parte de un pilote es especialmente propensa al deterioro por la acción de las olas, las lapas y los objetos flotantes. Little^{13.8}

señaló que los pilotes de acero no protegidos en estructuras de muelle pueden tener una vida de 17 años, aunque las capas de las mejores pinturas únicamente duran siete años. Por lo tanto una protección adicional, por lo común en forma de protección catódica, es necesaria bajo la "zona de enlodamiento" donde se requiere de una larga vida para los pilotes.

13.4.2. Protección con tratamiento de pintura

Las medidas de protección en forma de capas de pintura en la "zona atmosférica" sobre la zona de encharcamiento en las estructuras marinas, deben consistir primero de la aplicación de un tratamiento de abrasión de arena o arenilla para obtener una condición del metal blanco o casi blanco. Hedborg^{13,9} recomendó para el trabajo de pintura, dar una primera mano de silicato de zinc sobre la superficie limpia de metal para lograr una película seca de espesor de 50-75 μm , seguida por otras capas en la cubierta de pinturas epóxicas o de vinil. Las pinturas epóxicas de alquitrán se emplean por lo común al final y se aplican de tres o más capas para obtener un espesor total de la película de 175 μm (incluyendo el primer). Para estructuras menos importantes, las capas finales pueden consistir de pinturas bituminosas de esmalte o de alquitrán, aplicadas con un cepillo para lograr una capa final con un espesor de 1.5-2.5 mm. El *primer* debe ser compatible con el tipo de pintura para las capas finales.

Las capas de pintura no pueden dar una larga vida en la zona encharcada y una protección catódica no es efectiva en esta región, por lo tanto si se requiere de una larga vida entonces el espesor del metal se debe incrementar para permitir el desgaste por corrosión o también se puede colocar acero de alta resistencia donde existan esfuerzos de trabajo en acero colado. Las placas de la cubierta se pueden colocar alternativamente. Las placas de la cubierta pueden ser también de acero con las mismas especificaciones que los pilotes, o usarse también un metal resistente a la corrosión como el metal monel.

13.4.3. Protección catódica

El principio de la protección catódica es la utilización de las características de potencial electroquímico que poseen todos los metales. El comportamiento de cualesquiera de los dos metales ante la presencia de un electrólito (esto es, en una célula) es

regido por sus electropotenciales relativos. Por ejemplo, donde el zinc y el hierro son los electrodos en una célula, el zinc es mayor en las series electromotoras y actuará como el ánodo. De esta manera una estructura completa se puede proteger conectándole electricidad a los ánodos en intervalos apropiados. La corriente escapa al suelo o a la solución por medio del ánodo, haciendo la estructura catódica y previniendo el escape de los iones metálicos desde la estructura hasta el suelo o la solución. En este momento esta acción causa una polarización de la superficie de la estructura la cual evita que se enmohezca, y de este modo proporciona un beneficio adicional.

La protección catódica se puede aplicar usando ánodos sacrificadores o también por medio de un sistema de suministro de poder. Los ánodos sacrificados consisten de largas masas de metal que se corroen en el curso de su acción protectora y deben ser reemplazadas de tiempo en tiempo. Deben ser mayores en las series electromotoras que en la estructura ya protegida. Los ánodos de magnesio se usan por lo general para la protección de estructuras de acero. Los sistemas de ánodos sacrificadores son preferidos a veces en estructuras marinas, debido a que no requieren cables que se puedan dañar por vasijas o por objetos que puedan caer de la estructura. Sin embargo, es necesario renovar los ánodos con buzos. Esto puede ser difícil en estructuras de aguas profundas.

En los sistemas de suministros de poder (o de impresión de corriente) los ánodos toman la forma de grandes piezas de hierro de desecho o de masas de carbón. La corriente directa requerida para fluir desde el ánodo hasta cátodo se suministra desde las cañerías a través de un rectificador/transformador o directamente desde el generador de corriente directa.

El porcentaje de desgaste de los ánodos o de los requerimientos de energía de los sistemas de suministro de poder, se puede minimizar manteniendo el área del acero expuesto lo más pequeña posible. La protección catódica no suplanta un pintado apropiado o algún otro tratamiento de la superficie de metal. Mientras más íntegra se pueda mantener esta capa de la superficie, menor será el desgaste de los ánodos y, en el caso de los sistemas de suministro de energía, menores los requerimientos de energía. De este modo, se debe dar un tratamiento completo con pintura o esmaltes bituminosos a los pilotes como se describió antes. Es de particular importancia asegurar una protección completa en la superficie entre la marca más alta y la más baja de agua en estructuras marinas, y arriba de la "zona de encharcamiento", debido a que la protección catódica es inefectiva sobre el nivel del agua, y si las partes no protegidas están descubiertas, pueden actuar sus ánodos hasta las partes bajo el agua con una corrosión acelerada.

13.5. PROTECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO

La causa principal del deterioro del concreto en una cimentación es el ataque por los sulfatos presentes en el suelo, en el agua freática o en el agua del mar. Otros agentes que causan deterioro incluyen desgastes químicos, ácidos orgánicos, la acción del mar, ciertos agregados deletéreos y la corrosión del refuerzo.

13.5.1. Ataque por sulfatos

Los sulfatos en solución reaccionan con el cemento Portland hasta formar un sulfato insoluble de calcio y un sulfo-aluminado de calcio. La cristalización de los nuevos compuestos está acompañada por un incremento en el volumen molecular, el cual causa una expansión y una desintegración del concreto en la superficie. Esta desintegración expone las áreas nuevas al ataque, y si hay algún flujo de agua subterránea que contribuya con sulfatos frescos hasta el área afectada, el rango de desintegración puede ser muy rápido. Los sulfatos más solubles como el magnesio, el sodio y el amonio son más agresivos que el sulfato de calcio (yeso). El sulfato de amonio no se encuentra naturalmente en el suelo, pero puede estar presente en tierra agrícola donde se ha usado como fertilizante. Los sulfatos insolubles no atacan el concreto.

El contenido de sulfato del agua de mar expresado como SO_3 es cercano a 230 partes por 100 000, la cual es mayor en exceso a la cifra considerada como marginal entre la agresiva y la no agresiva en el agua subterránea (véase tabla 13.1). Sin embargo, no se considera que el agua del mar haya sido marcada como agresiva para el concreto debido a que el cloruro de sodio tiene una acción de inhibición o de retraso en la reacción expansiva de los sulfatos. Es satisfactorio, por lo común, adoptar una mezcla rica de buena calidad usando cemento Portland normal, aunque, en caso de estructuras de concreto reforzado en el agua de mar se aconseja adoptar una precaución extra para el uso de cemento resistente al sulfato. Esto evita el resquebrajamiento del concreto seguido por la corrosión del refuerzo.

En el suelo o en el agua subterránea, mientras mayor sea la concentración de los sulfatos, más severo es el ataque. La desintegración es particularmente severa, si la estructura de la cimentación está sujeta a la presión de agua de un solo lado, por ejemplo, un sótano o una alcantarilla con un volumen de agua subterránea en la parte exterior. Otros factores que incre-

mentan la severidad del ataque son la porosidad del concreto, la presencia de grietas y el rompimiento de la superficie por lapas o desarrollos similares.

El ataque no tiene lugar sin agua freática, y para que continúe la desintegración debe haber un abastecimiento de sulfatos. Si el agua subterránea es absolutamente estática, el ataque no penetrará más allá de la corteza exterior del concreto. De este modo hay un pequeño riesgo de un ataque serio sobre las estructuras enterradas en suelos arcillosos, previniendo que no haya ningún flujo del agua subterránea que pueda ocurrir a lo largo de una franja de la cimentación rellena pobremente. Hay un riesgo de ataque en suelos arcillosos en ciertas condiciones climáticas; por ejemplo, cuando las condiciones secas y calientes causan un flujo ascendente de agua por capilaridad desde las aguas de carga de sulfato bajo el nivel de la cimentación. Pueden existir condiciones similares cuando el agua se extrae hasta el piso de tierra de un edificio debido a la acción secante de los hornos o calentadores domésticos.

13.5.2. Protección contra el ataque de sulfatos

Las recomendaciones sobre las precauciones que se deben tomar contra el ataque de sulfatos en las estructuras de concreto se han publicado por el Building Research Station.^{13,10} Sin embargo, es importante notar que los contenidos mínimos de cemento recomendados, si se adoptan, resultarán dentro del concreto, el cual tiene una maleabilidad muy baja. Sería casi imposible colocar dicho concreto en los miembros delgados de refuerzo, en pilotes perforados y otros espacios limitados, sin correr el riesgo de dejar la superficie porosa. La característica esencial de la resistencia del ataque de sulfato es la de producir un concreto impermeable y denso. Por lo tanto el autor ha preparado la tabla 13.1 en la cual recomienda un contenido mínimo de cemento para un límite de situaciones de concreto en cuatro clasificaciones de concentraciones de sulfato. Estas recomendaciones deben ser más valiosas que las dadas por el *Building Research Station Digest*, las cuales toman poco en cuenta la situación en que se cuela el concreto.

Se puede notar que, en la tabla 13.1, los cementos normales de Portland y de resistencia al sulfato son satisfactorios para concentraciones moderadas de sulfatos. En la práctica americana, el cemento de Tipo I para ASTM C 150-71 es semejante al cemento Portland británico ordinario en las propiedades físicas y químicas. El cemento de Tipo II americano tiene una resistencia moderada al sulfato, y el Tipo V tiene una

Tabla 13.1. Clasificación de sulfatos en suelos que afectan al concreto y precauciones recomendables.

Clasificación de las condiciones del suelo			Precauciones	
SO ₃ en g.w. Partes SO ₃ (por 10 ⁵)	SO ₃ en el suelo		Productos de concreto precolado ¹ (pilotes, cilindros, bloque)	Concreto macizo en las cimentaciones ¹ (incluyendo las cubiertas de los pilotes)
	Total (%) extracción	En 2:1 acuosa (g/l)		
Menos de 30	Menos de 0.2	—	Ninguna precaución en especial.	a) Si las cimentaciones están totalmente sobre el manto freático, ² entonces ninguna precaución especial es necesaria. b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante use cemento Portland normal (contenido de cemento no menor a 310 kg/m ³ , máximo W/C 0.55).
30 a 120	0.2 a 0.5	—	a) Si las estructuras están totalmente sobre el manto freático ² use cemento normal Portland (el contenido de cemento no menor a 310 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50). resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 310 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50) b) Si las estructuras están totalmente en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 330 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50) o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 290 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50).	a) Si las cimentaciones están totalmente sobre el manto freático ² use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 330 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50), o cemento b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 310 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50).
120 a 250	0.5 a 1.0	1.9 a 3.1	a) Si las estructuras están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 330 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50) o un cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 290 kg/cm ³ máximo W/C 0.50). b) Si las estructuras están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 330 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50).	a) Si las cimentaciones están en contacto con el manto freático ² entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 340 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50) b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm ³ , máximo W/C 0.50).

Recomendables

Secciones delgadas de concreto en sótanos,¹ alcantarillas, tubos, pozos de inspección

- a) Si las estructuras están sobre el manto freático entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 310 kg/cm³, máximo C/W 0.55).
 - b) Si las estructuras están sujetas a la presión externa del agua entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³, máximo W/C 0.55). Aplicar, como alternativa, asfalto u otra membrana como depósito.
-
- a) Si las estructuras están totalmente sobre el manto freático entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50).
 - b) Si las estructuras están sujetas a presión externa del agua entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50) o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50). Puede aplicar alternativamente asfalto u otra membrana como depósito.
-
- a) Si las estructuras están totalmente sobre el manto freático² entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³ máximo W/C 0.50), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50).
 - b) Si las estructuras están sujetas a la presión externa del agua entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50). Puede aplicar alternativamente asfalto u otra membrana impermeable como depósito.

Concreto en los pilotes colados en sitio¹

- a) Si los pilotes están totalmente sobre el manto freático entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 330 kg/cm³, máximo W/C 0.55).
 - b) Si los pilotes están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 340 kg/cm³, máximo W/C 0.55).
-
- a) Si los pilotes están totalmente sobre el manto freático entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50).
 - b) Si los pilotes están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, W/C 0.50).
-
- a) Si los pilotes están totalmente sobre el manto freático entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50).
 - b) Si los pilotes están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.50) únicamente para pilotes de carga final.³

Tabla 13.1. (Continuación.)

Clasificación de las condiciones del suelo			Precauciones	
SO ₃ en g.w. Partes SO ₃ (por 10 ⁶)	SO ₃ en el suelo		Productos de concreto precolado ¹ (pilotes, cilindros, bloque)	Concreto macizo en las cimentaciones ¹ (incluyendo las cubiertas de los pilotes)
	Total (%) extracción	En 2:1 acuosa (g/l)		
250 a 500	1.0 a 2.0	3.1 a 5.6	a) Si las estructuras están totalmente sobre el manto freático² entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 390 kg/cm³, máximo W/C 0.45). b) En contacto con un manto freático fluctuante use un forro de lámina de plástico o de metal sobre hormigón de cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento mínimo de 370 kg/cm³, máximo W/C 0.40).	a) Si las cimentaciones están totalmente sobre el manto freático,² entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 400 kg/cm³, máximo W/C 0.45), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³, máximo W/C 0.45). b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante entonces será necesario determinar los cationes; de este modo deberá decidir si se usará cemento resistente al sulfato⁴ o cemento de súper sulfato⁵ o si es necesario un forro de lámina o alguna de las otras opciones.
Sobre 500	Sobre 2.0	Sobre 5.6	a) Sobre el manto freático² use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 370 kg/cm³, máximo W/C 0.40). b) En contacto con un manto freático fluctuante use una cubierta de plástico o de metal sobre el hormigón de cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento mínimo de 370 kg/cm³, máximo W/C 0.40).	a) Si las cimentaciones están totalmente sobre el manto freático entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 400 kg/cm³, máximo W/C 0.40) o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³, máximo W/C 0.40). b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante, entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 390 kg/cm³, máximo W/C 0.40) y proteger con una cubierta de plástico o asfalto.

NOTAS:

¹ Los contenidos del cemento recomendados en la tabla anterior son apropiados para las mezclas de concreto que tengan las ductibilidades siguientes:

Productos de concreto precolado: baja ductibilidad (10-24 mm hundimiento)

Concreto masivo en las cimentaciones: baja ductibilidad (10-24 mm hundimiento)

Secciones delgadas de concreto: ductibilidad media (50-75 mm hundimiento)

Concreto en los pilotes colados en sitio: ductibilidad relativamente alta (100 mm hundimiento)

Los contenidos de cemento más bajos que los mostrados en la tabla anterior serían posibles si las condiciones de colocación permitieran que un concreto de una ductibilidad más baja se usara en cada clase, pero en todos los casos el concreto debe ser totalmente compactado para producir una masa densa e impermeable. La proporción máxima de agua/cemento se muestra en la tabla anterior como máximo W/C.

² Si el agua de la superficie es susceptible de colectarse y que permanezca en la zona de relleno alrededor de la estructura, entonces se deben adoptar precauciones para las estructuras en contacto con un manto freático fluctuante sujetas a la presión externa del agua.

³ Es muy posible que el ataque del sulfato sobre la superficie del pilote pueda formar una superficie blanda, la cual reduce la fricción superficial del pozo. Por lo tanto, las medidas preventivas aquí nombradas únicamente se deben aplicar a los pilotes de carga final.

⁴ El cemento resistente al sulfato se puede usar en las condiciones de los suelos ácidos donde el valor pH no es menor a 6.

⁵ El cemento de súper sulfato se puede usar en las condiciones de los suelos ácidos donde el valor de pH no es menor a 3.5. Ninguna mezcla de cualquier clase se debe usar con cementos resistentes al sulfato o con cementos de súper sulfatos.

⁶ El cemento Portland de alto horno para BS 146 o el cemento Portland/PF de ceniza con un contenido de ceniza menor que el 25 % se puede usar como alternativa al cemento SR para SO₃ que contenga no más de 120 partes/100 000 (o el 0.5 %). El cemento Portland/PF de ceniza con un contenido de ceniza no mayor al 25 % se puede usar como alternativa para el cemento SR para SO₃, con contenidos que no excedan 250 partes/100 000 (o 1.0 %).

*Secciones delgadas de concreto en sótanos,¹
alcantarillas, tubos, pozos de inspección*

Concreto en los pilotes colados en sitio¹

a) Si las cimentaciones están totalmente sobre el manto freático² y el suelo permanecerá siempre seco, entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a 400 kg/cm³, máximo W/C 0.45), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³/máximo W/C 0.45).

b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante entonces será necesario determinar los cationes; de ahí decidir si será necesario el cemento resistente⁴ o cemento de súper sulfato⁵ o que el asfalto o cualquier otra membrana impermeable se debe aplicar como depósito.

a) Si las cimentaciones están en contacto con el manto freático² y el suelo permanecerá siempre seco, entonces use cemento Portland normal (el contenido del cemento no menor a 400 kg/cm³, máximo W/C 0.45), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³, máximo W/C 0.45).

b) Si las cimentaciones están en contacto con un manto freático fluctuante entonces use cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 390 kg/cm³, máximo W/C 0.40) y proteger por cubiertas adhesivas plásticas o por un depósito de asfalto.

a) Si los pilotes están totalmente sobre el manto freático o el suelo permanecerá siempre libre de cualquier filtración de agua entonces use cemento Portland normal (el contenido de cemento no menor a kg/cm³, máximo W/C 0.45), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³/máximo W/C 0.45).

b) Los contenidos de sulfato del agua de la tierra con más de 300 partes por 100 000 son severamente agresivos. Se requieren precauciones especiales, por ejemplo, el uso del cemento de súper sulfato o una protección de membrana para un pozo de pilotes de carga final. El tipo de cemento dependerá de los cationes.

a) Si los pilotes están totalmente sobre el manto freático y el suelo permanecerá siempre libre de cualquier filtración del agua, entonces use cemento Portland (el contenido de cemento no menor a 400 kg/cm³, máximo W/C 0.45), o cemento resistente al sulfato (el contenido de cemento no menor a 350 kg/cm³, máximo W/C 0.45).

b) Los contenidos de sulfato del agua de la tierra con más de 300 partes por 100 000 son severamente agresivas. Se requieren de precauciones especiales, por ejemplo, el uso de cemento de súper sulfato, o una protección de membrana para un pozo de pilotes de carga final. El tipo de cemento dependerá de los cationes.

mayor resistencia al sulfato equivalente a la del cemento británico resistente al sulfato.

Los cementos súper sulfato y alta alúmina ofrecen prácticamente una completa inmunidad contra el ataque de las condiciones severas normalmente encontradas en el agua freática o en el agua de mar. El cemento súper sulfato es, sin embargo, atacado por un sulfato de amonio. No se fabrica todavía en la Gran Bretaña y los cementos de súper sulfato de marcas reconocidas resultan caros.

El cemento de alta alúmina también sufre la desventaja de que la resistencia a compresión del concreto puede caer drásticamente debido a un fenómeno conocido como "conversión".^{13,11} La caída puede ocurrir en cualquier momento de la vida de una estructura y se acompaña por una disminución marcada en la resistencia del concreto para el ataque del sulfato. Esta desventaja se puede dominar hasta cierto límite, si se evitan las mezclas "muy ricas" y se toman las precauciones para prevenir la exposición del concreto al calor. No se debe usar el vapor como remedio y los troncos de los pilotes hechos

con cemento de alta alúmina se deben preservar del sol en el sitio de colado. Los pilotes se deben hundir cuando tengan una edad entre tres y siete años. Se debe notar que el concreto de cemento de alta alúmina aun cuando se ha sometido a la "conversión" posee una resistencia residual la cual puede ser adecuada para los esfuerzos de trabajo en el miembro estructural. Sin embargo, debido a algunos colapsos de las estructuras de concreto de alta alúmina en Gran Bretaña en 1973-1974 fue retirada la aprobación del Code of Practice (Código de Prácticas) de este cemento para el concreto estructural, el cual incluye las cimentaciones. Por lo tanto, en la tabla 13.1 no se muestra el uso del cemento de alta alúmina para la protección contra el ataque del sulfato. La mejor protección contra las altas concentraciones de sulfato en el trabajo ordinario de cimentaciones es usar concreto impermeable y denso bien compactado, hecho con cemento resistente al sulfato.

El cemento resistente al sulfato se debe usar en un mortero de enladrillado en las proporciones de una parte de cemento por tres partes de arena donde el contenido del sulfato de agua

del suelo excede 30 partes por 100 000 pero es menor a 300 partes por 100 000. Si la ductibilidad del mortero se necesita incrementar, se puede usar un enyesador con esta mezcla o también se puede poner cal en las proporciones de 1:1/4:3 cemento/cal/arena. Se debe buscar un consejo especial para tomar las precauciones necesarias cuando el contenido de sulfato del agua del suelo exceda 300 partes por 100 000.

Un tanque de asfalto brinda una protección completa contra el ataque del sulfato y si los estratos están entancados en la manera descrita en el capítulo 5, ninguna otra forma de protección es necesaria en el agua subterránea con carga de sulfato. En las cimentaciones con base en zapatas aisladas o corridas se puede proteger el concreto envolviéndolo con un fieltro bituminoso o con un forro de lámina de plástico. Los tipos autoadheribles de los forros de lámina de plástico son muy apropiados para este propósito; un ejemplo de protección usando este tipo de forros de lámina en conjunto con una membrana ordinaria de polieteno se muestra en la figura 13.2. La emulsión bituminosa no proporciona una cubierta satisfactoria.

En condiciones donde el manto freático puede brotar hasta las losas del piso del suelo por el calor en los edificios, se puede dar una protección adecuada por medio de un material bituminoso de impermeabilización húmeda o con un forro de lámina de polieteno puesto bajo la losa del suelo.

Las cimentaciones ordinarias de concreto sobre el nivel del manto freático en Kuwait (donde los suelos son gipsíferos) han tenido una protección satisfactoria por una capa pesada de bitumen caliente en las superficies expuestas.

El concreto en los pozos de los pilotes perforados, o hincados y colados en sitio, se puede proteger con una membrana exterior formada por un forro de lámina de plásticos pesados. Ésta se ata al fondo de la malla de refuerzo. Sin embargo, es difícil evitar que las ataduras se rompan y tampoco se puede prevenir el goteo creciente de una lámina de forro en una forma concertada cuando el entubado temporal exterior es retirado. El entubado rígido de PVC o la lámina de forro cilíndrica, corrugada y galvanizada, brinda una mejor pero más costosa protección. Los pilotes de concreto precolado se pueden proteger con pinturas epóxicas de alquitrán. Las formas antes enlistadas de protección para los pilotes de concreto precolado o los pilotes de concreto colado en sitio reducen la resistencia de la fricción superficial en el pozo del pilote.

13.5.3. Acción del mar en el concreto

En un examen extenso de la bibliografía y de la inspección de las estructuras que han estado sumergidas en el mar, durante 70 años, Browne y Domone^{13,12} no encontraron alguna desintegración en las estructuras de concreto reforzado hundidas permanentemente, aun cuando un severo daño ocurrió en la "zona de encharcamiento". La causa principal del deterioro de las estructuras de concreto expuestas al agua de mar, es el desprendimiento de la superficie en esta zona, debido a la corrosión del refuerzo como resultado de un diseño deficiente o de una construcción imperfecta. Otras causas son el ataque debido a los sulfatos en el agua del mar, el rompi-

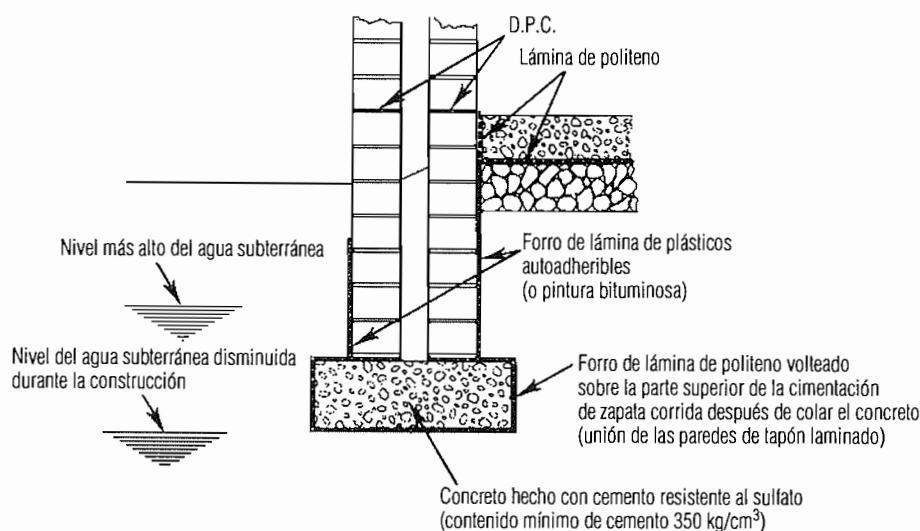


Figura 13.2. Protección de una cimentación con base en zapata corrida contra el ataque de ácido del agua subterránea.

miento por los desarrollos marinos, la acción del congelamiento y la erosión por la acción de las olas. El deterioro debido a casi la mayoría de estas causas se puede prevenir proporcionando una cubierta de 50 mm, o más, para el acero de refuerzo y usando una mezcla rica (no menos de 1:11/2:3) bien compactada para facilitar un fraguado denso e impermeable. El agua de mar no es recomendable para mezclarse en las estructuras de concreto reforzado debido al riesgo de corrosión del refuerzo. Es, sin embargo, satisfactoria para el concreto en masa.

La erosión a nivel de la playa por el movimiento del asbesto bajo la acción de las olas puede ser severa. La protección se puede dar vaciando concreto o piedra bruta alrededor de los puntos vulnerables.

13.5.4. Ácidos orgánicos

Los ácidos orgánicos naturales que se presentan son principalmente ácidos húmicos y lignicos encontrados en las aguas y en los suelos turbosos. Estos ácidos forman sales de calcio insolubles por una reacción de cal de cementos normales tipo Portland, de modo que el riesgo de ataque es menor con concreto denso el cual es relativamente impermeable. En cier-

tas turbas de pantanos, la oxidación de piritas y de marcasita puede producir un ácido sulfúrico, el cual es bastante más agresivo para el concreto. La presencia de ácido sulfúrico es indicada por los valores pH menores que 4.3 y por un alto contenido del sulfato. El valor pH del agua subterránea proporciona una mejor medida neta de la agresividad potencial para el concreto de ácidos orgánicos que se presentan naturalmente. En un extenso examen de los métodos de precaución adoptados en varias ciudades, la Construction Industry Research y la Information Association,^{13,13} notaron que en las ciudades europeas se deposita, generalmente, una gran confianza en la obtención de un concreto denso e impermeable, como un medio de resistencia al ataque de ácidos orgánicos, mejor que el uso de los cementos especiales. El autor sugiere los métodos de prevención mostrados en la tabla 13.2 como mejores que muchas de las recomendaciones arbitrarias del *Building Research Establishment Digest 250*. Esta tabla está basada en la práctica en Alemania Occidental y en Holanda donde se encuentran extensos depósitos de suelos pantanosos. El cemento Portland de fraguado rápido o el Portland ordinario, combinado con un desecho de tierra granulada o con ceniza PF proporciona una mejor resistencia al ataque del ácido que el concreto hecho únicamente con OPC.

Tabla 13.2. Precauciones contra el ataque sobre concreto en cimentaciones de edificios por ácidos orgánicos en los suelos pantanosos.

Valor pH	Precauciones para las cimentaciones sobre el manto freático de la tierra en cualquier suelo y debajo del nivel del agua subterránea en arcilla impermeable	Precauciones para las cimentaciones en contacto con el agua freática que afluye en un suelo permeable
6	No necesario.	No necesario.
6-5	Use cemento Portland ordinario a $\leq 370 \text{ kg/cm}^3$, máximo W/C en proporción de 0.50.	Use cemento Portland ordinario a $\leq 380 \text{ kg/cm}^3$ o cemento resistente al sulfato a $\leq 350 \text{ kg/cm}^3$, máximo W/C en proporción de 0.5.
5	Use cemento Portland ordinario a $\leq 400 \text{ kg/cm}^3$, o cemento resistente al sulfato a 390 kg/cm^3 , Máximo W/C en proporción de 0.5.	Use cemento de súper sulfato, o use cemento Portland ordinario a $\leq 400 \text{ kg/cm}^3$, o cemento resistente al sulfato a $\leq 390 \text{ kg/cm}^3$, máximo W/C en proporción de 0.5; aparte proteja con una cubierta externa.

NOTAS:

a) Los contenidos de cemento recomendados en la tabla superior son apropiados para un concreto de ductibilidad media (50-75 mm hundimiento). Se pueden usar contenidos más bajos de cemento si las condiciones del colado son satisfactorias para las mezclas de concreto de ductibilidad más baja, previniendo la compactación del concreto hasta producir una masa densa e impermeable.

b) Se toman las precauciones únicamente en concreto expuesto a los ácidos orgánicos en suelos pantanosos. Se debe tener una precaución especial donde estén presentes los ácidos minerales o los desperdicios industriales.

13.5.5. Desperdicios industriales y químicos

Los químicos agresivos presentes en el suelo, en los trabajos químicos o en las descargas de desperdicios, dan los problemas más difíciles para proteger las estructuras de las cimentaciones. Estos problemas requieren por lo general de la ayuda de un especialista. La dificultad más importante es identificar el rango total de compuestos deletéreos desde un número limitado de muestras, y la concentración de los químicos puede variar ampliamente de un punto a otro. Otra complicación se muestra en los procesos químicos; por ejemplo, las cimentaciones deben incorporar tanques bajo tierra que contengan ácidos calientes o álcalis. Los cementos de alta alúmina y los cementos de súper sulfato pueden resistir el ataque por medio de ácidos que tengan valores pH de menos de 3.5, aunque el cemento de alta alúmina no se puede usar donde los álcalis se presentan en concentraciones fuertes. La resistencia química del concreto fue revisada por Gutt y Harrison.^{13,14} En un lugar donde el material de relleno se contaminó con altas concentraciones de ácidos de desperdicio, el autor recomendó cimentaciones con pilotes consistentes de un casco de concreto precolado y el interior ahuecado con un tubo de PVC insertado que se rellena con concreto. El casco exterior de estos pilotes de carga última se consideró una pérdida sobre la longitud del pozo en tierra contaminada.

Los desperdicios industriales, como la escoria y la ceniza muy fina, usados como relleno debajo de los suelos, pueden causar concentraciones peligrosas de sulfatos en las losas de los pisos como resultado de la acción secante previamente descrita. En algunos casos donde el relleno de esquistos de carbón de una mina de carbón conteniendo sulfatos ha causado la expansión del concreto del piso del suelo ha dado como resultado una inclinación hacia el exterior de los muros de la cimentación. El problema se puede solucionar poniendo placas de plástico o láminas bituminosas debajo de los pisos y llevarlas hacia la corriente de prueba húmeda en los muros.

Un daño más severo se causó a gran número de casas en el norte de Inglaterra, como resultado de la expansión de los esquistos de arcillas y de piritas que ocurrieron naturalmente.^{13,15} La expansión fue por la acción química-bacterial acelerada por las condiciones de calor y humedad bajo los pisos. La adopción de una membrana de polietileno debajo de los pisos no previene la expansión del esquisto de arcilla.

Algunos valores observados del contenido de sulfato y del valor pH de los desperdicios industriales son los siguientes:

<i>Material</i>	<i>Sulfato (como SO₃) (Porcentaje)</i>		<i>pH</i>
	<i>Límites</i>	<i>Promedio</i>	
Escoria de cemento	0.07-0.9	0.3	
Ceniza P.F.	0.03-1.5	0.5	
Núcleo duro de ladrillo	0.1-0.3	—	
Cascajo ferroviario	0.2		
Desperdicio de mina de carbón	0.2-4.4	2.3	3.5-7.0
Ceniza negra (proceso Le Blanc)	4.4		>11
Desperdicio de la fábrica de gas	1.5-5.0		4
Desperdicio de la fábrica de tintura	0-4.0		2.9-4.3

13.5.6. Acción de las heladas

El concreto colocado a 300 mm o más bajo el nivel del suelo en Gran Bretaña es poco probable que sufra algún deterioro por la helada. Sin embargo, en condiciones más severas de exposición, se debe poner una atención cuidadosa en el diseño de la mezcla y para el colado del concreto. El efecto disruptivo de la helada se debe a la expansión del agua mientras es congelada en los poros del concreto. El efecto es más severo si el congelamiento es rápido cuando no hay tiempo de que el agua sea exprimida desde la superficie o hacia el interior de la masa.

Para las condiciones más severas de exposición, Murdock y Brook^{13,16} recomendaron que es mejor usar una proporción agua-cemento lo más baja posible, compatible con suficiente ductibilidad para el fraguado. También citaron que una relación de cemento-agua menor a 0.5 se puede considerar segura contra el daño de la helada; entre 0.5 y 0.6 hay riesgo en casos aislados, y sobre 0.6 el riesgo llega a ser progresivo. Se considera que los agentes responsables de la entrada de aire incrementan la resistencia a la helada en el concreto.

13.5.7. Corrosión del refuerzo

Ésta ocurre como resultado de una cubierta insuficiente, por la presencia de cloruros en los agregados y de ciertas mezclas químicas y la penetración de agua hasta las grietas y el llenado de concreto en las perforaciones. Las corrientes eléctricas pueden causar una corrosión electrolítica que se puede

evitar usando una cubierta correcta (véanse capítulos 4 y 8) por medio de una selección cuidadosa de agregados y con el uso de concreto denso bien compactado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 13.1 Bessey, G.E. y F. M. Lea., "The distribution of sulphates in clay soils and ground water", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Parte 1*, **2**, 1953, pp. 159-181.
- 13.2 Richardson, N. A., "Wood preservation", en *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Parte 1*, **2**, 1953, pp. 649-678.
- 13.3 "Marine borers and methods of preserving timber against their attack", *Building Research Establishment Technical Note No. 50*, 1972.
- 13.4 "Deterioration of timber, metal and concrete exposed to the action of sea water", en *21st Report of the Sea Action Committee*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1965.
- 13.5 Chellis, R.D., "Finding and fighting marine borers", en *Engineering News Record*, marzo 4; 18 de marzo; 1° de abril y 15 de abril 1948, pp. 344-347, 422-424, 493-496 y 555-558.
- 13.6 Morley, J., "The corrosion and protection of steel piling", en *British Steel Corporation*, Report núm. T/CS/1115/1/79/C, noviembre de 1979.
- 13.7 Romanoff, M., *Corrosion of Steel Pilings in Soils*, National Bureau of Standards Monograph 58, U. S. Department of Commerce, Washington, D. C., 1962.
- 13.8 Little, D. H., "Discussion", en *Proceedings of the Conference on the Behaviour of Piles*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1970, p. 191.
- 13.9 Hedborg, C. E., "Corrosion in the offshore environment", en *Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston*, paper no. OTC 1949, 1974, pp. 155-168.
- 13.10 "Concrete in sulphate-bearing soil and ground waters", en *Building Research Establishment Digest No. 250*, 1981.
- 13.11 "High-alumina cement concrete in buildings", en *Building Research Establishment Current Paper No. 34/75*, 1975.
- 13.12 Browne, R. D. y P. L. J. Domone, "The long term performance of concrete in the maritime environment", en *Proceedings of the Conference on Offshore Structures*, Institution of Civil Engineers, Londres, 1974, pp. 31-41.
- 13.13 Eglinton, M. S., "Review of concrete behaviour in acidic soils and ground waters", en *Construction Industry Research and Information Association Technical Note No. 69*, 1976.
- 13.14 Gutt, W. H. y W. H. Harrison, "Chemical resistance of concrete", en *Concrete*, **11**, (5), 1977, pp. 35-37.
- 13.15 Nixon, P. J., "Floor heave in buildings due to the use of pyritic shales as fill material", en *Chemistry and Industry*, 1978, pp. 160-164.
- 13.16 Murdock, L. J. y K. M. Brook, *Concrete Materials and Practice*, 5° ed., Edward Arnold, Londres, 1979.

Apéndice A

Propiedades de los materiales

<i>Material</i>	<i>Densidad en drenado sobre el nivel del manto freático, γ (Mg/m³)</i>	<i>Densidad en sumergido bajo el nivel del manto freático, γ_{sub} (Mg/m³)</i>
Grava	1.60-2.00	0.90-1.25
Quebranto (arcilla-arena-grava)	2.00-2.25	1.00-1.35
Arenas de medias a gruesas	1.70-2.10	0.90-1.25
Arenas limosas y finas	1.75-2.15	0.90-1.25
Arenas finas y sueltas	Abajo de 1.50	Abajo de 0.90
Arcilla rígida pedregosa	2.00-2.30	1.00-1.35
Arcilla rígida	1.80-2.15	0.90-1.20
Arcilla firme	1.75-2.10	0.80-1.10
Arcilla blanda	1.60-1.90	0.65-0.95
Turba	1.05-1.40	0.05-0.40
Granito	2.50 ¹	—
Arenisca	2.20 ¹	—
Basaltos y doleritas	1.75-2.25	1.10-1.60
Esquistos de arcilla	2.15-2.30	1.20-1.35
Marga (Greda de firme a dura)	1.90-2.30	1.00-1.35
Piedra caliza	2.70 ¹	—
Tiza	0.95-2.00	0.30-1.00
Ladrillo roto	1.10-1.75	0.65-0.95
Cenizas	0.65-1.00	0.30-0.50
Ceniza pulverizada de combustible	1.20-1.50	0.65-0.80

¹ Medido en el sólido (es decir sin triturar o quebrar).

Apéndice B

Tablas de conversión

Imperial-Métrico

<i>Imperial</i>	<i>Métrico</i> (o fuerza métrica)	<i>SI</i>
1 pulgada	25.4 mm	
1 pie	304.8 mm	
1 yarda	914.4 mm	
1 pulgada ²	645.16 mm ²	
1 pie ²	92 903 mm ²	
1 yarda ²	0.8361 m ²	
1 pulgada ³	16 387 mm ³	
1 pie ³	0.028317 m ³	
1 yarda ³	0.7645 m ³	
1 pie ³ de agua fresca	28.32 l	
1 galón imperial	4.546 l	
1 libra	0.4536 kg	4.44822 N (= 1 lbf)
1 tonelada (2240 lb)	1 016.05 kg	9.96402 kN (= 1 tonf)
1 libra f/pulgadas ²	0.0703 kgf/cm ²	6.89476 kN/m ²
1 libra f/pies ²	4.882 kgf/m ²	47.8803 N/m ²
1 libra/pies ³	16.02 kg/m ³	
1 pie ³ /s	0.0283 m ³ /s	
1 galón imperial/min	4.546 l/min	
1 en la unidad del momento de inercia	41.6198 cm unidades	
1 en la unidad de los módulos de la sección	16.3860 cm unidades	

Imperial-Métrico

1 mm	0.03937 pulgadas
1 m	39.37 pulgadas = 3.281 pies = 1.0936 yardas
1 mm ²	0.00155 pulgadas ²

SI	Métrico (o fuerza métrica)	Imperial
	1 m ²	10.764 pies ² = 1.196 yardas ²
	1 mm ³	0.0610 × 10 ⁻³ pulgadas ³
	1 m ³	35.315 pies ³ = 1.308 yardas ³
	1 m ³ de agua fresca	220.4 galón imperial = 2204 libras
1 kgf = 9.80665 N	1 ℓ	0.220 galón imperial = 61.026 pulgadas ³
	1 kg	2.2046 libras
	1 ton	1000 kg = 0.9843 toneladas (largo)
	1 kgf/cm ²	14.22 libras f/pulgadas
	1 kgf/m ³	0.06245 libras/pies ³
	1 m ³ /s	35.315 pies ³ /s = 13 227 galón imperial/min
	1 ℓ/s	0.22 galón imperial/s
	1 cm de la unidad del momento de inercia	0.02403 en unidades
	1 cm de la unidad del módulo de sección	= 0.06103 en unidades
1 N	0.10197 kgf	0.22481 lbf
1 bar	10 197 kgf/m ²	14.5038 lbf/pulgadas ²
1 kN/m ²	101.97 kgf/m ²	20.8854 lbf/pies ²
1 kN	101.64 kgf	0.100 36 toneladas

Métrico - USA

1 tonelada = 1.102 U.S. toneladas
1 litro = 0.2642 U.S. galón líquido

USA - Métrico

1 U.S. tonelada = 907.18 kg
1 U.S. galón líquido = 3.785 litros

Equivalencias entre las cribas más frecuentes de Estados Unidos en las Normas Británicas.

<i>Cribas de las Normas Británicas</i>		<i>Cribas de las Normas Americanas</i>	
<i>Medida de la criba</i>	<i>Apertura de la criba (μm)</i>	<i>Apertura de la criba (μm)</i>	<i>Número de la criba</i>
6.3 mm	6300	6350	No. 3 (1/4 pulgada)
5 mm	5000	4760	No. 4
3.35 mm	3350	3360	No. 6
2.36 mm	2360	2380	No. 8
1.18 mm	1180	1190	No. 16
600 μm	600	590	No. 30
425 μm	425	420	No. 40
300 μm	300	297	No. 50
212 μm	212	210	No. 70
150 μm	150	149	No. 100
75 μm	75	74	No. 200

Las aperturas de las cribas de las Normas Británicas se tomaron de B.S. 410.

Índice onomástico

- Abelev, M. Y., 132
 Beckmann, P., 498
 Beles, A. A., 133
 Berezantsev, V. G., 262-263
 Bessey, G. E., 506
 Bishop, A. W., 44, 157
 Bjerrum, L., 25, 68, 93, 96, 343, 404-406
 Bolton, M. D., 61
 Bowles, J. E., 94, 107
 Broms, B., 79, 95, 100, 261
 Brown, P. T., 95, 208
 Browne, R. D., 516
 Burland, J. A., 75, 79-80, 82-83, 87, 90, 95,
 100, 103, 193, 272-273, 314, 412, 430
 Butler, F. G., 94, 95, 272-273, 314
 Casagrande, L., 474
 Chandler, R. J., 103
 Chang, C. Y., 111-112, 411
 Charles, J. A., 147
 Chellis, R. D., 509
 Cheung, Y. K., 110
 Chin, F. K., 337
 Christian, J. T., 95
 Clarke, J. L., 369
 Clough, G. W., 407, 410
 Collins, S. P., 479
 Cooke, R. W., 203
 Cooling, 128-129
 Corby, L. E., 147
 Crockett, J. H. A., 151
 De Jong, A., 307
 De Mello, 95, 100
 Deacon, W. G., 479
 Di Biagio, E., 404-405
 Dismuke, T. D., 440
 Domone, P. L. J., 516
 Dowrick, D. J., 498
 Dumont Villares, A., 500
 Duncan, J. M., 111-112, 272-273, 314, 411
 Ellis, D. R., 479
 Feld, J., 265
 Fowler, C. E., 422
 Frimann Clausen, C. J., 303
 Frugo N. V., 28
 Glanville, W. H., 340
 Glossop, R., 463
 Goble, G. G., 306
 Grimes, A. S., 340
 Gutt, W. H., 518
 Hain, S. J., 212, 214
 Haliburton, T. A., 430
 Handman, F. W. A., 234
 Harris, J. S., 479, 500
 Harrison, W. H., 518
 Hartford, F. D., 339
 Healy, P. R., 137, 271
 Heerema, E. P., 306-307
 Henkel, D. J., 44
 Hobbs, N. B., 103, 106, 113
 Hooper, J. A., 199, 208, 210, 212, 214
 Horvath, R. G., 276
 Janin, J. J., 478
 Jennings, J. E., 132
 Jennings, R. A., 23-24
 Jordan, S. K., 493
 Jurgenson, L., 86
 Lacey, W. D., 140
 Lea, F. M., 506
 Litkouhi, S., 306
 Little, D. H., 348, 509
 Littlejohn, G. S., 500
 Lunne, T., 92
 Malcolm, J. R., 445
 Marsland, A., 94
 Mauntner, K. W., 138
 Mawditt, J. M., 208
 May, J., 85
 McConnell, J. J., 479
 Meigh, A. C., 53, 102-103, 105f
 Meyerhof, G. G., 62, 76, 170, 264, 269, 298
 Mitchell, A. J., 232, 248, 399
 Morley, J., 509
 Murdock, L. J., 269
 Nordlund, R. L., 262
 Olsen, K. A., 501-503
 Packshaw, S., 420, 429, 440
 Palmer, D. J., 360
 Peck, R. B., 65, 67, 74-76, 83, 86, 91, 133,
 160, 265, 403, 407
 Pells, P. J. N., 276

- Penner, E., 129
 Pike, C. W., 186
 Poulos, H. G., 294-295, 297, 300
 Prentis, E. A., 424, 439, 489, 503
 Pryke, J. F. S., 504

 Randolph, M. E., 269, 295, 300
 Reid, A. E., 237-238
 Richart, F. E., 149
 Rodin, S., 28
 Rosenberg, P., 276
 Rowe, P. W., 101, 431, 484, 486

 Samuels, S. G., 127
 Saurin, B. F., 186, 341
 Sawko, F., 302
 Schmertmann, J. H., 92
 Schultze, E., 87
 Scott, A. C., 143
 Semple, R. M., 269, 307

 Serota, S., 23-24
 Simpson, B., 412-413, 430
 Skempton, A. W., 83, 93, 96, 188, 271, 281, 403, 463
 Smith, E. A. L., 303, 305
 Smith, I. M., 107, 110, 113, 431
 Somerville, S. H., 187
 Steinbrenner, W., 95
 Stroud, M. A., 16
 Sullavan, R. A., 352
 Sutherland, H. B., 87

 Terzaghi, K., 65-67, 74-76, 83, 86, 91, 95, 133, 233, 259, 265, 403, 430, 472
 Thorburn, S., 28-29f, 74, 160, 363, 489
 Tomlinson, M. J., 82

 Van der Veen, C., 263
 Vesic, A. S., 262
 Vijayvergiya, V. N., 298

 Ward, W. H., 103, 128, 129, 403, 407, 412-413, 483
 Wardell, K., 140
 Weltman, A. J., 94, 271, 348
 Whitaker, T., 335
 White, L., 503
 White, P., 424, 438, 489, 503
 Wiley, H. L., 234
 Wilson, W. S., 248
 Williams, A. F., 276, 329
 Williams, N. S., 329
 Withers, N. J., 486
 Wood, L. A., 210, 212, 430
 Wroth, R. E. J., 80, 83, 214, 269

 Zeevaert, L., 283
 Zienkiewicz, O. C., 110

Índice analítico

- Abrazaderas en muro, 490
 Acampanado de la zapata, 236f
 Acción
 de heladas en el concreto, 518
 del mar en el concreto, 516-517
 química -bacterial, 518
 Acero
 ataguías de tablestacas de, 424-426
 cajón de, 233
 casco de, de un pilote, 329
 caucho, 152f
 columna de, 170, 197f
 base emparrillada para una, 171f
 métodos para el soporte de, 491f
 de refuerzo, 164
 diseño estructural de soportes de
 excavaciones en, 399
 fundido, plomos de, 242
 largueros de, 428
 pilotes de, 349-354
 aplicaciones, 349
 coraza de, 355
 corrosión en, 349
 cubiertas para, 368f
 de cajas, 349, 353-354
 relleno de concreto en, 353-354
 tipos, 354f
 de sección H, 349-351
 desventajas, 351
 dimensiones, 350t
 propiedades, 350t
 resistencia, 351
 de tubo, 263, 265, 271, 351-353
 B. S. P., 353
 con soldadura en espiral, 351
 enteros, 351
 para estructuras marítimas, 352
 para rompeolas, 319
 penetración requerida de un,
 310
 recimentación de, 497f
 relleno de concreto en, 353
 traslapados, 351
 en tablestacas de acero, 353
 hincados, 373
 protección de,
 con pintura, 510
 contra la corrosión, 509-511
 refuerzos para, 368
 placas de, 399
 protección para zanjas de, 386
 puntales de, 428
 refuerzo de, para pilotes, 368
 tablestacado de
 de Larssen, 425t
 Fronclingham, 426t
 propiedades, 425t
 secciones de, 425t
 tubo recuperable de, 354
 voladizo de canales de, 242
 Ácidos orgánicos, 517
 Acrílicos, 478
 Actas de trabajo, 237, 385
 Adherencia permisible, esfuerzos de, 288
 Aflojamiento del terreno, 407-410
 Aflojamiento lateral de arena, 74
 Agregado de piedra caliza, 216
 Agrietamiento(s), 17
 de la punta del pilote, 339
 de las estructuras, 80
 de pilotes de concreto pre-esforzado,
 346f
 Agua(s)
 cimentaciones
 bajo el, 444-448
 cimbras en las, 446
 colocación de la, 446-448
 colado en las, 445
 condiciones de trabajo en las,
 444-445
 excavaciones en las, 445
 sobre, 39
 ebullición de, subterránea, 407
 eyectores de, 245f
 filtración de, en las excavaciones, 455
 freáticas. Véase Mantos freáticos
 hundimiento de pilotes sobre, 331-332
 moldaje bajo el, 446f
 movimientos de tierra por filtraciones
 de, 132-133
 pilotes a chorro de, 330-331
 presión
 en excavaciones del, 405-406
 externa del, 242, 246
 piezométrica del, 21
 salinas, 507
 salobres. Véase Aguas salinas
 subartesianas, 14
 subterráneas, 14-15, 25, 36-38
 bajo
 la altura artesiana, 482-483
 las excavaciones, 482-483

condiciones del suelo en, 463-464
 eliminación del flujo de las, 476-478
 en excavaciones, 455-457
 filtración de, 460
 instalaciones para la reducción del, 471f
 investigación del, 505-506
 método de control de, 463-479
 muestreo de, 38
 nivel de, 36-37
 protección de la cimentación contra el ataque del, 505-519
 reducción del flujo del, 476-478
 valor pH del, 517
 tablestacado sobre, 433f
 Agujas, soporte de un muro por medio de, 494f
 Aire
 cámaras de, 237, 248
 tipo Gwring, 237-238f
 compresores de, 238
 comprimido
 Bishop, 24
 excavación bajo, 478
 eyectores de, 245f
 herramientas de, 33
 hundimiento con, 237
 pilotaje de acción simple de, 327-328
 domos de, 231f
 pozos de, 248
 principio de cojín de, 504
 provisión de, 237-238
 tratamiento de, 238
American Diamond Core Drill. Véase
 Asociación Norteamericana de Fabricantes de Taladros de Núcleo de Diamante
American Petroleum Institute Code. Véase Instituto Americano del Petróleo
 Análisis
 de tamiz, 43
 elásticos, 213f
 de Winkler
 lineal, 430
 no-lineal, 430
 Anclaje(s)
 cables de, 30

de pilotes
 en el suelo, 285-286
 en rocas, 286-289
 preesforzado, 287f
 del terreno, cabeza de los, 397f
 falla en el levantamiento de los tendones de, 287f
 varillas de, 30
 Anclas
 de tierra, 386
 diseño de, 398
 instalación de, 398
 protección contra la corrosión de las, 398
 registro de, 399
 soporte por medio de, 396-399
 de trabajo. *Véase* Anclas de tierra
 Ángulo(s)
 de fricción del muro, 204
 de hundimiento, 144
 de resistencia al cortante, 204
 del suelo, 261
 interno, orlas formando un, 217f
 límite, 135
 para placas inclinadas, 236f
 Anisotropía, 26
 Apuntalamiento, 489-504
 métodos de, 489-492
 requisitos para, 489
 Arcilla(s), 18, 20
 aluviales, 52
 asentamientos en, 92-102
 Barton, 50
 blandas, 25, 33, 158
 cimentaciones en estratos de, 158
 pilotes
 hundidos en, 336
 llevados a, 202
 precarga de, 483
 presión del terreno en, 403
 Boston Blue, 279
 cimentación
 circular en, 113f
 sobre, 83
 compresibilidad de, 97t
 con pedernales, 50
 consolidación de, 113
 contracción de, 13, 128
 corteza rígida de, 30
 débil, 201f, 236f

compresible, 201f
 delgada, 158-159
 cimentaciones en, 158-159
 depósitos de, 101
 dilatación de, 13, 128f
 drenado de, 14-15
 fuerza cortante de la, 267
 Gauld, 50, 98, 125
 glaciales, 125
 pilotes hundidos en, 269
 homogéneas, 194
 Kimmeridge, 98, 125
 lechada de, 477-478
 Lías, 125
 London, 50, 84, 94, 98, 125, 128f, 133, 157, 189, 203, 214
 losas alargadas en, 69-70
 no drenadas, 25, 69f
 Oxford, 98, 125
 pantanosas, 125
 perforaciones en
 pedregosa, 358
 rocosa, 358
 pesadas, 125
 pilotes en, 273f, 296
 profundidad crítica en excavaciones en, 407f
 Reading, 98, 125, 189
 rellenos de, 483
 rígidas, 24-25, 236f
 capacidad de carga de, 120
 en excavaciones, 391-392
 apuntaladas, 405
 fisuradas, 50
 salino-calcáreas, 51
 suelos de
 mojado de, 125-127
 secado de, 125-127
 suspensión de, 477
 tablestacas sobre, 405
 tipos, 98t
 tixotrópica, 234
 tropicales
 negras, 51
 rojas, 51
 uniformes, 270
 varve, 50
 Weald, 50, 98, 125
 Woolwich, 98, 125, 189
 Arena(s), 15, 19

aflotamiento lateral de, 74
 agujeros barrenados rellenos de, 483
 asentamientos en, 90
 suelas, 156
 bolsas de, 21
 calcáreas, 49
 cimentación en, 26, 83
 suelas, 156
 saturadas, 156
 cohesivas, excavaciones en, 391-392
 colapsables, 49
 compactas, excavaciones en, 391-392
 de yeso, 49
 densas, 24, 49
 esfuerzo cortante para una, 205f
 estrato de, 19
 excavaciones en, 49
 finas, 24, 75
 consolidación química en, 478
 limosa, 75
 perforaciones en, 358
 relleno de, 147
 saturadas, 67
 secas, excavaciones en, 391-392
 sedimentadas, 22
 sueltas, 25, 49
 asentamiento en, 156
 cimentación en, 156
 hundimiento en las, 132
 pilotes llevados a, 201-202
 suelo de, 201f
 uniformes, 20
 zapata corrida en, 112
 Areniscas, 53
 de Bunter, 53
 Armazones de madera, 19
 Arqueamiento, etapa de, 137-138
 Artesa de madera, 248
 Artesiana
 agua subterránea bajo la, 482-483
 problemas con la, 482-483
 Articulación, protección de hundimiento
 por, 140
 Asentamiento(s), 61
 análisis no lineal para, 113
 cálculo de, 119-120
 en el estrato de arcilla, 120
 neto de consolidación, 120-121
 carga, relación de, 62f
 para pilotes

 en arcilla, 273f
 perforados, 273f
 con pruebas de penetración
 de cono estático, 91-92
 estándar, 87-91
 de arenas de grupos de pilotes, 281f
 de arrastre, 106
 de cimentaciones, 77-101
 cálculo de, 111-113
 en suelos no cohesivos, 87-92
 profundas, 156
 sobre rocas, 102-106
 de consolidación, 93
 cálculo de, 93, 96-99, 116-117t
 rango del, 100-101
 de estructuras, 137f
 de la placa, 31, 273
 significativos, 32f
 de la superficie de suelo, 196
 de sótano de muros
 apilados, 201f
 no apilados, 201f
 de terrenos
 alrededor de excavaciones, 407-410
 por disminución de manto freático, 479-482
 rellenados, 146-148
 diferencial(es), 57, 70, 77-79, 181, 203
 excesivos, 83
 por cimentaciones de losa flexibles, 78-79
 por condiciones de lugar, 79
 por construcción de partes adyacentes, 79
 por variaciones
 en el estrato, 78
 en la carga, 78
 durante la construcción, 101-102
 elástico, 31, 273
 en arcillas, 92-102
 en arenas, 90
 en gravas, 90
 en suelos por relleno, losas para, 174-175
 final, 78
 estimación de, 99-100
 neto, 99
 inicial, 26
 inmediato, 77
 límites totales de, 336

 máximo, 84
 medidores de, 31
 neto inmediato, 93
 para la presión de carga, 76
 pilotes para reducir,
 en losas, 202-203
 en sótanos, 202-203
 por consolidación, 77-78
 por odómetro, 98
 programas de cómputo para
 CONSYST, 113
 SETTLE, 113
 relativo. Véase Asentamiento diferencial
 reporte de, 102
 totales, 77-79, 83, 102
 resumen de los, 121-122
 Asfalto, 217
 de mastique, 216
 fundido, temperatura del, 216
 tanque de
 bajo las bases de las columnas, 217f
 para un muro del sótano, 217f
 sobre los cabezales de los pilotes, 218f
 tanqueado de los subsuelos con, 216
 Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción, 386, 517
 Asociación Norteamericana de Fabricantes de Taladros de Núcleo de Diamante, 34
 Atagüa(s)
 con muro
 de concreto, 441-442
 doble, 419
 de tablestacas, 438-439
 con tablestacas de madera, 422-423
 conductos en, de un solo muro, 431-433
 construcción de, 433-438
 de relleno de tierra, 420-421
 de tablestacas
 de acero, 424-426
 celulares, 419, 439
 construcción de, 439f
 definición, 419
 diseño de, 419

con un solo muro de tablestaca, 426-433
ejemplo del, 436-438
en tablestacas de apuntalamiento, 430-431
edificada sobre cajones, 246
fallas de, 440f
móviles, 442-444
para una pila, 437
provisionales, 420
rellenos de roca, 421-422
tipos, 421f
tipos, 419-420

B. S. Code of Practice. Véase Código de Práctica B. S.

Bachy-S.I.F., 194
Balsa de flotación, 187
Barrenado, 198
Barrenas
de núcleo, 24, 34
tamaño, 34
tipos, 34
de vuelo de gusano, 19
mecánica rotatoria, 33
Barretas. *Véase* Cimentaciones rectangulares profundas

Barril
tamaño de, 34
H, 34
N, 34
PF, 34
ZF, 34
de diámetro pequeño, 34

Basamento(s)
de los muros de contención, 194f
estructura de, 18
profundo, 195f

Base(s)
centroide de la, 160
emparrillada para una columna, 171f
recimentación con, 494-496

Bentonita, 234. *Véase también* Arcillas tixotrópicas
lechada de, 226, 252
suspensión de, 194f, 477

Bitácora del terreno, 38
Bitumen, emulsión de, 477
Bolsa de trabajo, 446
Bombeo

de pozos
horizontales, 474
perforados, 470-474
diseño del filtro para, 472-473
plantas de, 473-474
para las puntas coladeras, 466-470
en excavaciones profundas, 468-470
instalación de, 466-468
sistema
argolla para el, 468
progresivo para el, 468
para sumideros abiertos, 464-466
plantas de, 465
centrifugadora autocebador, 465
colgantes, 465
de desplazamiento rotativo, 465
de diafragma
con motor de manejo, 465
manual, 465
neumáticas, 465
suspendidas, 465

Boussinesq, ecuación de, 86, 209

British Code of Practice for earth-retaining Structures. Véase Código Británico de la Práctica para Estructuras Retenidas con Tierra

British Soil Classification for Engineering Purposes. Véase Clasificación Británica de Suelos para Usos de Ingeniería

British Standard. Véase Normas Británicas

British Standard Code of Practice. Véase Código de Normas Británicas de Prácticas

British Standard Code of Practice for Earthworks. Véase Código Británico de Estándares de Práctica para Obras de Tierra

British Standard Code of Practice for Site Investigations. Véase Código Británico de Prácticas para las Investigaciones de Terrenos

British Steel Corporation. Véase

Corporación Británica del Acero

Brocal. *Véase* Orilla de corte

BSCS. *Véase* Clasificación Británica de Suelos para Usos en Ingeniería

B. S. P. International Foundations Ltd., 325

Building Research Establishment. Véase Centro de Investigación de la Construcción

Building Research Establishment Digest. Véase Compendio de Asentamientos de Investigación de Edificios

Building Research Station. Véase Estación de investigaciones sobre la Construcción

Building Research Station Digest, 511

Bulldozer, 376

Bureau of Reclamation. Véase Oficina de Reclamaciones

Cables de anclaje, 30

Caja(s)
de acero, pilotes de, 349, 353-354
relleno de concreto en, 353-354
tipos, 354f
dique, 233, 246
pilotes de, 394

Cajón
cimentaciones de, 188-199
colgante, liberación de un, 245
de acero, 233
de excavación
abierto, 221-222f, 228-229, 251-253
de hierro forjado, 233
diseño de un, 229-232
domos de aire en un, 231f
hundimiento de un, 243-245
métodos para cimentar un, 228f
pilas formadas con, 251
rellenado de un, 248
sellado de un, 248
de caja, 221-222f, 228, 249-250
para rompeolas, 249
en muelles, 223
monolítico, 221-222f, 228-229

diseño de un, 229-232
 neumático, 221-222f, 253-254
 características, 232-233
 distribución de un, 232
 flotante, 231
 forma de un, 230
 hundimiento de un, 247
 relleno de un, 248
 sellado de un, 248
 definición, 221
 diagrama de estabilidad para un, 240f
 flotante, 228, 231
 hundimiento del, 222
 pila del, 222
 profundidad de, 222
 zapata de
 acampanado de la, 236f
 construcción de una, 239f
 estructuras de soporte para una,
 241-242
 preparación de lecho para una,
 240-241

Cajones
 ataguía edificada sobre, 246
 construcción de, 239-248
 en madera, 233
 descenso de, 243
 desinflado de, 247
 detalles de diseño de, 234-237
 en tierra, 239
 fricción superficial para, 222f, 235t
 losas de flotación como, 183-186
 materiales para, 233
 muros de los, 236-237

Calcáreas
 arcillas salino, 51
 arenas, 49

Cálculo(s)
 de carga(s)
 final, 62-70
 en pilotes aislados, 260-265
 permisible del pilote, 259
 últimas en pilotes
 hundidos, 265-266
 perforados, 266
 de la capacidad de soporte, 270-271
 de hincado de pilotes, 303
 de la filtración en las excavaciones,
 457-463
 de la fricción total negativa, 277

de la presión
 activa, 204
 del terreno en excavaciones apun-
 taladas
 en arcilla rígida, 405
 en suelos
 cohesivos, 404-405
 no cohesivos, 404
 máxima de la cimentación, 138
 vertical, 93
 de la resistencia pasiva, 429
 de presiones laterales en soportes de
 excavaciones
 de hasta 6 m de profundidad, 401-
 403
 de más de 6 m de profundidad,
 403-404
 del asentamiento(s)
 de cimentaciones, 111-113
 de consolidación, 93, 96-99
 en el estrato de arcilla, 120
 neto de consolidación, 120-121
 del esfuerzo, 93
 cortante, 165-166
 de flexión, 163
 del espesor de una zapata aislada, 165
 del momento de flexión de una zapata
 aislada, 166-167
 para la viabilidad de hincado de los pilo-
 tes, 303-307

Cámara
 bajo presión. Véase Cámaras de aire
 tipo *Gowring*
 de aire, 233, 237
 tipo *Gowring*, 237-238f
 de trabajo, 233
 en seco, 232
 para hombre con calefacción, 238

Camkómetro, 29

Canales de acero, 242

Canteras, 15

Cantiliver, muro en, 203-205
 de contención, 203f
 para sótano, 207

Capacidad
 de carga, 60
 coeficiente de
 Caquot, 252
 Kerisel, 252
 de arcilla rígida, 120

en las cimentaciones, 68
 final, 59-62, 67
 de cimentaciones, 156
 neta, 59
 de soporte de pilotes, 303
 cimentados en roca, 274-276
 en suelos
 estratificados, 274
 intermedios entre arena y arci-
 lla, 274
 última de soporte, 270-271

Carga(s)
 axial, 289
 grupo de pilotes con, 299-300
 pilotes aislados con, 297-299
 bruta, intensidad de, 59. Véase tam-
 bién Presión total de la
 cimentación
 capacidad de, 60
 coeficiente de
 Caquot, 252
 Kerisel, 252
 de arcilla rígida, 120
 en las cimentaciones, 68
 final, 59-62, 67
 cálculos de, 62-70
 neta, 59
 central, en zapatas aisladas, 166
 cíclica, 106
 combinada de grupos de pilotes, 301-
 303
 comportamiento
 de grupo de pilotes bajo, 258-259
 de pilotes bajo, 258-259
 cubiletes de, 446-447
 de la cimentación, variaciones de, 78
 de pilotes
 horizontales, 289-293
 inclinadas, 289-293
 vibratorias, 296-297
 esfuerzo de, 285
 en pilotes hincados, 357
 factores de reducción para el, 285
 excéntrica
 cimentación de, 64f
 profundas, 159-160
 en una columna, 160
 final de un pilote, 257, 261, 338f
 horizontal, volcamiento de la pila
 sometida a, 223f

lateral, grupo de pilotes con, 300-301
 ligeras, suelo del sótano para, 207f
 muertas, 58, 60-61
 muros de, 57
 cimentaciones con zapatas corridas
 para, 160-163
 edificios con, 80
 pilotes soportando, 369f
 neta
 capacidad de, 59
 intensidad de, 59. *Véase también*
 Presión neta de la cimenta-
 ción
 palas de, 376
 permisibles, 58
 de pilotes, 259
 sección H, 311
 en las cimentaciones, 60
 estimación de, 70-76
 pilotes de, 32, 57-58
 universal, 394
 presión de, 13, 17, 59
 de la cimentación, 14, 18
 en la placa, 32f
 para cimentaciones
 con cajones de excavación, 221-
 224
 con pilas, 221-224
 permisible, 59-61, 74, 155-160
 en rocas, 62
 pruebas de, 335
 de la placa, 30-31f, 54, 76-77
 en los pilotes, 335
 C. R. P., 335-337
 M. L., 337
 puntual, 35
 soportadas
 por la losas, 214
 por pilotes, 214
 relación de asentamiento, 62f
 transferencia de, a través de la cubierta
 del pilote, 368f
 últimas en pilotes
 hundidos en suelos
 cohesivos, 266-271
 no cohesivos, 265-266
 perforados en suelos no cohesivos,
 266
 valor estimado de, 59-60
 vertical(es)

aplicadas a una losa de sótano, 212
 estática, 71t-72t
 pilote bajo una, 298f
 vivas, 58-61, 93
 Carpetas aisladas, montajes de, 151-152
 tipo
 de botón, 151f
 rayado, 151f
 Caucho
 acero, resorte de, 152f
 zapatas aisladas de, 151
 Cemento
 lechada de, 475-477, 499
 Portland, 517
 de fraguado, 517
 ordinario, 517
 para pilotes, 344
 super sulfato, 515
 Centro de Investigación de la
 Construcción, 30, 80c, 127,
 146, 507-508
 Centroide, 160f
 Cilindro rotatorio, 34t
 Cimbra
 en las cimentaciones bajo el agua, 446
 colocación de la, 446-448
 Cimentación
 circular, 65
 en arcilla, 113
 con concreto, 15
 reforzado, 84
 con pilotes, 18, 26, 48, 127-128, 140,
 142
 de losa, 200f
 economía de la, 370-371
 perforados, 315
 sobre terreno glacial, 187
 tipos, 58f
 costo de la, 18, 21
 de carga-excéntrica, 64f
 de las rocas, 53
 diseño de la, 13-14
 por computadora, 106
 efectos agresivos de materiales en la,
 15
 en arenas, 26, 83
 en gravas, 26
 fallas de la, 16-17
 fuerzas horizontales en la, 224
 inclinación de la, 62

marcaciones para la, 17
 movimiento de la, 17, 129f
 placa de, 491
 presión
 bajo la, 85
 efectiva de la, 59
 máxima de la, 138f
 neta de la, 59
 total de la, 59
 presiones
 de carga de la, 14, 18, 69
 de soporte de la. *Véase* Presiones de
 carga de la cimentación
 protección de estructuras de, 505-519
 refuerzo transversal en una, 163
 reporte de, 46
 rígida, 95, 149
 Winkler, 108
 Cimentaciones
 asentamiento de, 77-101
 cálculo de, 111-113
 en suelos no cohesivos, 87-92
 profundas, 156
 sobre rocas, 102-106
 bajo el agua, 444-448
 cimbra en las, 446
 colocación de la, 446-448
 colado en las, 445
 condiciones de trabajo en las, 444-
 445
 excavación en las, 445
 caminos temporales para, 375-376
 capacidad de carga en las, 68, 156
 carga
 final de, 67
 permisible en las, 60
 cercanas a estructuras, 168-169
 con cajones de excavación, 221-254
 construcción de, 227-228
 diseño de, 227-228
 presiones de carga para, 221-224
 resistencia a cargas laterales para,
 223-224
 con carga excéntrica, 159-160
 con columnas de acero, 170
 con pilas, 142, 221-227
 construcción de, 224-227
 diseño de, 224-227
 presiones de carga para, 221-224
 resistencia a cargas laterales para,

223-224
 con zapatas, 65
 aisladas, 57, 158f
 cuadradas, 166f
 de concreto
 no reforzado, 164-165
 reforzado, 165-168
 de carga excéntrica, 167
 en forma de L, 167
 rectangulares, 167-168
 corridas, 26, 32, 57, 72t-73t, 158f
 angostas, 161
 de concreto
 no reforzados, 160-161
 reforzado, 163-164
 para muros de carga, 160-163
 requisitos de espesor, 161-162
 construcción de, 375-417
 con pilas, 224-227
 de cajones de excavación, 227-228
 drenaje para, 376
 preparación del sitio para, 375
 cuadradas, 65
 de broche, 227
 cruciformes, 227
 en L, 227
 rectangular, 227
 de cajón, 188-199
 de losa(s), 57, 128f, 141, 171-174
 acanalada, 148
 corridas, 18
 de viga corrida, 84f
 flexibles, 78-79
 ligera, 138
 por flotación, 183
 construcción de, 185f
 protección para, 137-139
 de vigas continuas
 con losa rectangular, 169f
 de T invertida, 169f
 deformación de las, 79-83
 módulo de, 92
 emparrilladas, 170-171
 requerimientos, 162f
 en suelos
 cohesivos, 67-69, 74t, 156
 no cohesivos, 66-67, 73-74t, 155
 rígidos, 158
 superpuestos a estratos de arcilla blanda, 158

en terrenos rellenados, 146-148
 escalonadas, 161-162, 166
 flotantes, 181-182
 levantamientos en, 182
 horizontales, 71t-72t
 ingeniería de, 16
 no reforzadas, 162f
 fallas
 por esfuerzo cortante de penetración en las, 162f
 por torsión en las, 162
 para maquinaria, 148-149
 poco espaciadas, 158f
 profundas, 32, 155-181
 de pilotes, 227
 efecto de arrastre en, 182-183
 profundidad de las, 119, 155-156
 rectangulares
 flexibles, 86, 103
 profundas, 359
 sobre
 agua, 39
 arcillas, 83
 blandas, 158
 delgadas, 158-159
 superficiales, 24
 tipos, 57-61
 vibraciones en las, 149-150
 por fuentes externas, 149
 por lo que soportan, 149
 zonas sobreesforzadas en, 110
 Círculos de esfuerzo de Mohr, 45-47, 98
 Clasificación Británica de Suelos para Usos en Ingeniería, 16
 Climáticos, factores, 126-127
Code of basic data for the design of buildings. Véase Código de información básica para el diseño de edificios
Code of Practice. Véase Código de Práctica
Code of Practice for Earth-retaining Structures. Véase Código de la Práctica para Estructuras de Retención de Tierra
Code of Practice for Foundations. Véase Código de Prácticas para Cimentaciones
 Código Alemán, 345
 Código Británico de Estándares de

Práctica para Obras de Tierra, 147, 385
 Código Británico de la Práctica para Estructuras Retenidas con Tierra, 427
 Código Británico de Prácticas para las Investigaciones de Terrenos, 16
 Código de Cimentaciones de Nueva York, 339, 349, 357
 Código de información básica para el diseño de edificios, 61
 Código de Normas Británicas de Prácticas, 162, 170, 206, 338, 377, 399
 Código de Práctica, 475, 515
 Código de Prácticas para Cimentaciones, 281, 285, 340
 Código de la Práctica para Estructuras de Retención de Tierra, 429
 Código Sueco, 345
 Coeficiente
 de capacidad de carga
 Caquot, 252
 Kerisel, 252
 de resistencia pasiva, 205
 Cohesión, 68
 Colado(s)
 concreto, 142
 en las cimentaciones bajo el agua, 445
 pilotaje perforado y, 441
 pilotes, 365
 hincados y, 257
 hundidos y, 354-357
 perforados y, 257, 312, 363-365
 en suelos
 cohesivos, 271-274
 no cohesivos, 266
 prueba de integridad
 acústica para, 365
 de respuesta dinámica para, 365
 radiométrica para, 365
 sísmica para, 365
 Colapso
 de la tablestaca, 396f
 estado límite de, 60-61
 Columna(s)
 carga excéntrica en una, 160
 de acero, 170, 197f
 base emparrillada para una, 171f

métodos para el soporte de, 491f
 de concreto, 224
 de ladrillo, 224
 métodos para el soporte de, 491f
 de piedra, 486
 de zapata combinada
 con cargas no iguales, 169f
 para exteriores, 168f
 para interiores, 168f
 esfuerzo cortante de penetración de
 una, 165f
 estructurales, 57
 fricción superficial de la, 258
 momentos de unión en, 58
 pilotes axialmente cargados conside-
 rados como, 285
 tanque de asfalto las bases de las, 217f
 Comisión de Carreteras del Estado de
 Michigan, 329
 Comité de Acción del Mar del Instituto de
 Ingenieros Civiles, 508
 Comité Unido A. A. S. H. O.-P. C. I. de
 Puentes y Estructuras, 348
 Compactación
 poco profunda, 484
 profunda, 484-485
 Compendio de Asentamientos de
 Investigación de Edificios,
 147, 517
 Compresibilidad
 de arcillas, 97t
 de las rocas, 70
 de los rellenos, 146t
 de los suelos, 70
 módulo de, 146
 Compresión
 triaxial. Véase Círculos de esfuerzo de
 Mohr
 uniaxial de la roca, 275
 Compresores de aire, 238
 Computadora
 comportamiento por
 de grupo de pilotes bajo carga, 296
 de pilotes individuales bajo carga,
 293-296
 para pilotes aislados con carga
 axial, 297-302
 para grupos de pilotes de carga
 axial, 297-302
 construcción por, de un muro de dia-

fragma, 430-431
 diseño por
 de la cimentación, 106
 de losas, 208-215
 programa de
 para elemento finito
 CRISP, 113
 CRISTINA, 113
 SAFE, 113
 para grupos de pilotes bajo cargas
 combinadas
 Defpig, 303
 Driscoll, 303
 Lawpile, 303
 PGROUP, 303
 Piglet, 303
 Splice, 303
 Wood, 303
 PILRAFT, 214
 Concreto, 18
 ataguías con muros de, 441-442
 bajo el agua, 447
 cascos de, 355-356
 colado, 142
 de relleno en pilotes
 de caja de acero, 353-354
 de tubo de acero, 353-354
 de revestimiento, 164
 diseño estructural de soportes de exca-
 vaciones en, 399
 en los pozos de pilotes perforados, 516
 no reforzado
 cimentación de
 de zapata
 aislada, 164-165
 corrida, 160-161
 para costados de tres pisos, 118
 para pilotes, 343-344
 de madera, 507
 hincados, 372
 precauciones para el, 513-515f
 precolado
 bloques de, 442
 usos de, 442
 pilotes de, 263, 312, 339-346
 aplicaciones, 339-340
 colado de, 344-345
 desmoldamiento de, 345
 desventajas, 345
 diseño de, 340-342

empalme de, 345
 longitudes máximas de los,
 341t
 moldaje para, 344
 puntas de, 342-343
 unión de, 345-346
 preempacado, 447-448
 métodos de, 448
 preesforzado, pilotes de, 346-349
 agrietamientos en, 348
 diseño de, 346f
 fisuras en, 348
 postensado en, 347
 proceso de pretensado en, 346
 Raymond, 348
 protección de estructuras de
 contra ácidos orgánicos, 517
 contra ataque de sulfatos, 511-516
 contra desperdicios industriales,
 518
 contra la acción
 de heladas, 518
 del mar, 516-517
 contra químicos, 518
 reforzado, 84, 160-161
 cimentación con, 15
 para zapata
 aislada, 165-168
 corrida, 163-164
 de losas, 141
 de flotación, 184f
 pilote de, 308
 vibradores para consolidar, 133
 y madera, pilote compuesto de, 366f-
 367f
 Conductos en ataguías de un solo muro,
 431-433
 Conferencia sobre Procedimientos de la
 Institución de Ingenieros
 Civiles, 199
 Congelamiento
 del suelo, 478
 para el trabajo de recimentación, 500
 proceso de, 478-479
 Cono(s), 28f
 ángulo del, 28f
 eléctricos, 28
 bujes de contención del, 28f
 capa protectora del, 28f
 tubo de sondeo del, 28f

- encamisados, 28f
 - de fricción, 28
 - tubo de sondeo del, 28f
- holandés, pruebas de, 25-31
- resistencia estática del, 29f
- Consolidación
 - asentamiento de, 93, 96-99
 - cálculo del, 116-117t
 - neta, 120-121
 - de arcillas, 113
 - del relleno, 285
 - dinámica, 486-487
 - por precarga, 483-484
 - química, 478
 - en arenas finas, 478
 - en gravas arenosas, 478
 - método
 - de doble tiro para, 478
 - de un tiro para, 478
- Consolidómetro, 39, 44
- Constant head test*. Véase Prueba de volumen constante
- Construcción
 - asentamientos durante la, 101-102
 - de anclajes, 199
 - de ataguías
 - celulares, 439f
 - con muro de tablestacas, 433
 - de cajones, 239-248
 - en madera, 233
 - de cimentaciones, 375-417
 - bajo el agua, 444-448
 - cimbra en la, 446
 - colocación de la, 446-448
 - colado en la, 445
 - condiciones de trabajo en la, 444-445
 - excavación en la, 445
 - con pilas, 224-227
 - de cajones de excavación, 227-228
 - drenaje para, 376
 - preparación del sitio para, 375
 - de muros
 - de diafragma, 199
 - por computadora, 430-431
 - de pilotes barrenados, 199
 - de una losa de flotación, 185f, 186
 - detalles de, 164
 - en excavaciones
 - con lados inclinados, 191
 - soportadas
 - por madera, 191
 - por tablestacado, 191
 - por un muro de diafragma, 192-193
 - materiales de, 14
 - Nottinghamshire, 140
- Construction Industry Research and Information Association*. Véase Asociación de Investigación e Información de la Industria de la Construcción
- Contracción, 127
 - de arcillas, 13
 - por altas temperaturas, 128
- Contratistas, 13-14, 18
 - de tablestacas, 434
- Contratrabe, 173f
- Control de verticalidad, 244-245
- Corcho, losas de, 151
- Corporación Británica del Acero, 424, 434
- Corrosión
 - de las anclas de tierra, 388
 - del refuerzo, 518
 - desgaste debido a la, 509
 - en pilotes de acero, 349
 - protección a la, 509-511
 - investigación para la, 506
 - protección del acero contra la, 164
- Corte
 - fuerza de, 21, 25, 68
 - de la veleta, 25
 - de suelos arcillosos, 26
 - estimación de, 156-157
 - no drenada, 292
 - variación en la, 157
 - orilla de, 229
 - pruebas de la caja de, 44
- Corteza rígida de arcilla, 30
- Cubierta(s)
 - diseño de, 367-370
 - para pilotes, 368f
 - de acero, 368f
 - transferencia de carga a través de la, 368
 - vigas de, 367-370
- Cubiletes
 - de carga, 446-447
 - de descarga, 446-447
- Cucharón
 - acampanado, 361f-362
 - máquinas de, 357. Véase también Taladro rotativo
- Cuñas
 - de deslizamiento, 247
 - pateadoras. Véase Cuñas de deslizamiento
- Curva(s)
 - de esfuerzo-tensión, 106f, 111f
 - de Fox, 99
 - de la proporción de huecos-presión, 116f
 - de presión-vacío. Véase Pruebas de consolidación
 - de Thornburn, 75
- Deflexión
 - de la cabeza del pilote, 292
 - de las estructuras, 81t
 - interna máxima
 - de los lados verticales de excavaciones, 408t
 - de muros, 193
 - de tablestacas, 409t
- Deformación
 - alrededor de excavaciones profundas, 410-413
 - de las cimentaciones, 79-83
 - de las estructuras, 79-83
 - esfuerzo
 - de arcillas London, 412
 - modelo LC para, 412
 - módulo de, 92, 95, 106f, 273
 - reblandecimiento, 267, 270
- Departamento de Carreteras de Ohio, 367
- Departamento de Empleos, 435
- Departamento del Transporte, 147
- Department of Employment*. Véase Departamento de Empleos
- Department of Transport*. Véase Departamento del Transporte
- Depósitos
 - fluviales, 15
 - glaciales, 15, 21
 - lacustres, 15
 - naturales variados, 19
- Desagüe
 - del suelo por electroósmosis, 474-475

método de, 474

Descenso

- de cajones, 243
- maniobras de, 243

Desechos

- industriales, 518
- minerales, 15
- químicos, 15, 518

Designación de la calidad de la roca, 39

Desinflado de cajones, 247

Deslizamiento, 70. *Véase también*

- Asentamientos diferenciales
- de laderas, 133
- horizontal, 204

Desmoldamiento de pilotes de concreto

- precolado, 345

Desperdicios. *Véase* Desechos

Detalles de construcción, 164

Diafragma

- impermeable, 441
- muro de, 192, 194-197f, 227
 - construcción de un, 199
 - por computadora, 430-431
- continuos, 441-442
- diseño de, 199
- excavaciones soportadas por un, 192-193
- mampostería del, 195f

Diagrama

- de esfuerzo cortante para una arena, 205f
- de estabilidad, 239
- para un cajón, 240f
- de resistencia del cono, 92
- de un vibroflotador, 484f

Diferencia finita, 107-109

- bidimensionales, 108f

Dilatación, 127, 181

- de arcillas, 13, 128f
- de excavaciones, 102

Dique(s)

- de madera
 - con cajón, 423-424
 - con tablestacas, 423

Diseño

- de anclas de tierra, 398
- de ataguías, 419
 - con doble muro de tablestacas, 438
 - con un solo muro de tablestaca, 426-433

- ejemplo del, 436-438

de cimentaciones, 13-14

- con cajones de excavación, 227
 - abiertos, 229-232
 - monolíticos, 229-232
- con pilas, 224-227
- de losa por flotación, 183
- por computadora, 106

de cubiertas, 367-370

de las estructuras. *Véase* Diseño estructural

de los marcos de ataguías, 428-430

de losas

- del piso del sótano, 207f
- piloteadas, 211-215

de muros

- de diafragma, 199
- de pilotes barrenados, 199

de pilotes de concreto

- precolado, 340-342
- preesforzado, 346f

de sótanos, 189-191

de vigas de cubiertas, 367-370

del filtro para los pozos horizontales, 472-473

detalles de, de cajones, 234-237

estructural, 18, 160-170

- de losas de sótanos, 203-208
- de soportes de excavaciones
 - en acero, 399
 - en concreto colado, 399-400
 - en hierro fundido, 399
 - en madera, 399
- de zapatas aisladas, 178

Distorsión

- angular, 80. *Véase también* Rotación
- relativa

de las estructuras, 81f

efectos de, 80

Domos de aire, 231f

Dragado, 20

- diferencial, 245
- pozos de, 229
 - circulares, 230f
 - cuadrados, 230f
 - para monolito, 230f
 - tamaño de los, 230

Drenaje

- de festón, 393, 464
- tipos, 465f

- para cimentaciones, 376

Driscoll, 82

Dutch Government Soil Mechanics Laboratory, 27-28

Earth retaining structures. Véase

- Estructuras retenedoras de tierra

Ebullición, 183, 431, 456, 469

- del agua subterránea, 407

Ecuación

- Brinch Hansen, 63, 66, 160
- de Boussinesq, 86
- de Coulomb-Mohr, 43
- de Meyerhof, 274
- de Mindlin, 298-299
- de onda del pilote, 304f, 306f
- de Schmertmann, 76, 91, 178
- de Terzaghi, 65

Edificios, traslado de, 501-504

- viejos, 502f

Efectos de arrastre

- en cimentaciones profundas, 182-183
- en estructuras del sótano, 183f

El uso estructural del concreto, 60

Elastoplástica, teoría, 112

Electroósmosis

- desagüe del suelo por, 474-475
- endurecimiento de suelo por, 487
- instalación por, 474f

Elemento(s)

- de límite, métodos de, 208-211
- de superficie. *Véase* Elementos de límite, métodos de

finito(s)

- análisis
 - lento de, 412
 - rápido de, 412
- axisimétrico, 214f
- bidimensional, 212
- métodos de, 109-110, 211, 299, 430, 462
 - para variaciones de temperatura, 130-132
- placas de unión de, 208
- plano de fuerza del, 210
- programas de computo para simulación de una excavación por
 - análisis de, 411f
- CRISP, 113

CRISTINA
 SAFE, 113
 técnicas de, 110-111, 305
 para cálculo de asentamientos,
 111-113
 para excavaciones profundas,
 410-413
 tridimensional, 213f
 Emulsión de bitumen, 477
Engineering News Record. Véase
 Registro de novedades en
 Ingeniería
 Entramados de tabla, 241
 Erosión, 53
 del suelo, 15, 33
 en las rocas, 33
 grados de, 16, 54
 por Hobbs, 70
 movimientos de tierra por la, 132-133
 ocasionada por la filtración, 420
 zonas de, 13
 Escarbadores, 376
 de arrastre, 377
 de cable, 377
 Esfuerzo(s)
 cortante
 cálculo del, 165
 de penetración, 165f
 fallas por, 65
 no drenado, 69f
 para una arena, 205f
 de adherencia permisibles, 288
 de carga
 en pilotes hincados, 357
 factores de reducción para el, 285
 de flexión, 163
 de hundimiento, 223
 de Mohr, círculos de, 45
 deformación
 de arcillas London, 412
 modelo LC para, 412
 efectivo, 68
 fallas en cimentaciones por, 162f
 reblandecimiento, 269
 tensión, curva de, 106f, 111f
 total, 68
 vertical, 100
 cálculo del, 93
 en profundidad, 85
 factor de influencia del, 92

Estabilidad
 de excavaciones apuntaladas, 406-407
 de las estructuras, 80
 de pendientes
 en rocas, 383
 en suelos
 cohesivos, 378-381
 no cohesivos, 381-383
 para excavaciones, 378-385
 Estaca(s)
 de avance, 401
 de madera, 386
 maderaje con, 389-390
 transversales, 389
 media, sistema de, 391
 Estación de investigaciones sobre cons-
 trucción, 125, 170, 190, 340,
 369, 371
 Estado límite
 de servicio, 60-61
 del colapso, 60-61
 Estratificación, 18
 características, 19
 de las rocas, 14
 del suelo, 14-15, 19-20
 Estrato(s)
 de arcilla, 120
 blanda, 158
 cimentaciones en, 158
 delgada, 158-159
 cimentaciones, 158-159
 de arena, 19, 119
 de grava, 119
 de roca
 excavaciones en, 391-392
 suelo compresible a un, 202
 del suelo, rango de consolidación del.
 Véase Pruebas de permeabi-
 lidad de campo de turba, 13
 Estructura(s)
 agrietamiento de las, 80
 asentamiento de, 137f
 cimentaciones cercanas a, 168-169
 columnas, 57
 de basamentos, 18
 de escollera, 302f
 momentos en una, 302f
 de pilotes, tipo de la, 323
 deflexión de las, 81t
 deformación de las, 79-83

 diseño de las, 18
 distorsión de las, 81t
 estabilidad de las, 80
 fluviales, 14, 20
 flotantes, anclaje en, 182f
 ligeras, 13
 marítimas, 14, 20, 106
 pilotes tubulares en, 352
 movimientos límites de una, 79
 pesadas, 13, 148
 protección de,
 de cimentación, 505-519
 de concreto
 contra ataque de sulfatos, 511-
 516
 contra ácidos orgánicos, 517
 contra desperdicios industriales,
 518
 contra la acción
 de heladas, 518
 del mar, 516-517
 contra químicos, 518
 rompeolas, 286
 retenedoras de tierra, 206
 tiempo de servicio de las, 80
 Excavación
 a mano. *Véase* Excavación manual
 bajo aire comprimido, 478
 cajón de
 abierto, 221-222f, 228-229, 251-
 253
 de hierro forjado, 233
 diseño de un, 229-232
 domos de aire en un, 231f
 hundimiento de un, 243-245
 método para cimentar un, 228f
 pilas formadas con, 251
 rellenado de un, 248
 sellado de un, 248
 de caja, 221-222f, 228, 249-250
 para rompeolas, 249
 en muelles, 223
 neumático, 221-222f, 253-254
 características, 232-233
 distribución, 232
 flotante, 231
 forma de un, 230
 hundimiento de un, 247
 rellenado de un, 248
 sellado de un, 248

- monolito, 221, 222f, 228-229
 - diseño de un, 229-232
- con eyectores, 245
- con pinzas, 229
- de pozos de prueba, 13-14, 16
 - profundos, 13, 17
 - superficiales, 13
- de zanjas, 385, 391
 - soportes móviles para, 392-393
- diferencial, hundimiento por, 232
- en cimentaciones bajo el agua, 445
 - en masa, 376-377
- en roca, 377-378,
 - débil, 391-392
- enlaminada, 456f
- manual, 224-226
- métodos de, 245, 376-378
- para obras de camino, 13
- paredes de la, 19
- tenazas de, 377
- Excavaciones
 - abiertas
 - estabilidad de pendientes para, 378
 - filtración de agua en las, 456f
 - losas de flotación en, 186-188
 - adyacentes, recimentación de salva-
 - guarda contra efectos de, 492-493
 - agua subterránea bajo, 455-457
 - la altura artesiana bajo las, 482
 - anchas, 386
 - apuntaladas, 395
 - apuntaladas
 - en arcilla rígida, 405
 - en suelos
 - cohesivos, 404-405
 - no cohesivos, 404
 - estabilidad de, 406-407
 - asentamientos del terreno adyacente a
 - las, 479-482
 - bandas sinfín para, 377
 - cables de arrastre para, 377
 - con lados inclinados, 191
 - con tablestacas, 405-406
 - presión hidrostática en, 405-406
 - dilatación de, 102
 - en arcillas
 - profundidad crítica en, 407f
 - rígidas, 391-392
 - en arenas, 49
- cohesivas, 391-392
- compactas, 391-392
- secas, 391-392
- en suelo suelto, 387f
- filtración de agua en las, 455
 - cálculo de la, 457-463
 - enlaminadas, 456f
- para sótanos profundos, 191
- profundas, 402
 - con marcos de paso, 392
 - máxima deflexión de los lados de, 408t
- técnicas de elemento finito para, 410-413
- uso de puntas coladeras en, 468-470
- refuerzos de
 - con maderaje, 386-399
 - con tablestacas, 386-399
- seguridad en, 19
- soportadas
 - por madera, 191-192
 - por tablestacado, 191-192
 - por un muro
 - de diafragma, 192-193
 - de pilotes barrenados conti-
 - nuos, 198-199
- soportes de
 - cálculo de presiones laterales en
 - de hasta 6 m de profundidad, 401-403
 - de más de 6 m de profundidad, 403-404
 - diseño estructural de
 - en acero, 399
 - en concreto colado, 399-400
 - en hierro fundido, 399
 - en madera, 399
 - en arcillas rígidas, 391-392
 - en arenas
 - cohesivas, 391-392
 - compactas, 391-392
 - secas, 391-392
 - en estratos de roca, 391-392
 - en suelo variable, 393
 - grandes, 394-396
 - tablestacadas, 4456
- Excavadoras mecánicas, 19
- Exploración
 - de rocas, 32-36
 - métodos de, 33-36
 - de suelos, 36
 - equipo Wayfarel para, 36
 - superficial, 19
- Explosivos para compactar suelos, 486
- Extracción
 - de carbón por frente corrido, 135-136
 - de fango, tubos de, 37-38
 - de lodo, 37-38
- Eyector(es)
 - de agua, 245f
 - de aire comprimido, 245f
- Fábrica de la Compañía Eléctrica
 - Metropolitana Vickers, 142f-143
- Factor(es)
 - climatológicos, 14, 126-127
 - de adhesión, 267
 - para pilotes
 - de carga, 269f
 - hundidos, 268f
 - de corrección de Thorburn, 114
 - de interacción, 300
 - de masa, 103t
 - de profundidad, 95, 99
 - de reducción para el esfuerzo de carga, 285
 - de seguridad, 77, 118, 281, 283
 - nominal, 70
- Factories Acts. Véase* Actas de trabajo
- Falla(s)
 - de ataguías celulares, 440f
 - de bloque, 282
 - de los pilotes, 259-260
 - cortos, 290f
 - largos, 290f
 - en cimentaciones
 - por esfuerzo cortante de penetra-
 - ción, 162f
 - por torsión, 162
 - en el levantamiento de los tendones de
 - anclaje, 287
 - geológicas, 55
 - por esfuerzo cortante, 65
 - por flexión, 290
 - por rotación, 290
 - por traslación, 290
- Federación de Especialistas de Pilotaje, 194

Federation of Piling Specialists. Véase
Federación de Especialistas
de Pilotaje

Filtración

- a través de terraplén, 420f
- de agua, 132-133
- en las excavaciones, 455
- abiertas, 456f
- cálculo de la, 457-463
- enlaminadas, 456f
- subterránea, 460
- erosión ocasionada por la, 420
- escape de, 432

Flexión

- cálculo del esfuerzo de, 163
- de vigas, 169
- momentos de, 166, 227
- sostenidos, 160

Flexionadores Winkler, 208

Flotación, 224, 237

- balsa de, 187
- equipos de, 242
- losa de, 52, 174, 181-219
- celular, 182
- de concreto reforzado, 184f
- como cajones, 183-186
- condiciones del suelo en una, 187f
- construcción de una, 185f, 188
- diseño de una, 183
- en excavaciones abiertas, 186-188
- planta de, 242f

Flujo

- de filtración en las excavaciones, 457-463
- de gravedad para la excavación de la zanja, 457f
- del agua subterránea
- eliminación del, 476-478
- reducción del, 475-478

Fluvio-glacial. Véase Morena glacial

Formulación elástica-plástica no lineal, 412

Fórmulas de Hiley, 303

Fotografía aérea, 15

Fox, curvas de, 99

Fraternidad de Ove Arup, 113

Freático, manto, 13, 18, 59

- disminución del, 479-482

- fluctuaciones en el, 181

- nivel del, 13, 30, 37, 74, 189

- alrededor de los muros, 215
- disminución del, 191
- piezómetros para medir el, 37f

Frente corrido,

- extracción por, 135
- hundimiento de la tierra por, 136f

Fricción

- del muro, ángulo de, 204
- pilote de, 257f
- resistencia a la, de los pilotes, 260
- superficial, 233-234, 260
- de la columna, 258
- de la roca, 16
- en el fuste del pilote, 263
- negativa, 337
- cálculo de la, 277
- en pilotes, 276-279
- hundidos, 277f-278f
- por consolidación del relleno, 285
- para cajones, 222-223, 233, 235t
- negativa, 223
- para pilas, 233
- para pilotes
- perforados, 271
- rectos, 262f, 270

Fuerza(s)

- cortante. Véase Fuerza de corte
- de compresión axial, 16
- de corte, 21, 25, 68
- de la arcilla, 267
- de la veleta, 25
- de suelos arcillosos, 26
- estimación de, 156-157
- no drenada, 292
- promedio, 271
- variación en la, 157
- de las rocas intactas, 55
- horizontales en la cimentación, 224
- lateral, pilote aislado sujeto a, 295f
- vertical sobre el suelo, 18

Fuste del pilote, 258

- adhesión del, 316-317
- remate en punta en el, 262

Freyssinet, gatos planos de, 498

Galería(s)

- cruzadas, 134
- pilar y, 134-135f

Gases

- asfixiantes, 19
- detección de, 19
- venenosos, 19

Gatos

- hidráulicos, 260, 267, 497
- pilotes hincados con, 496-498
- planos de Freyssinet, 498

Geología

- del terreno, 46
- fallas en la, 55
- Geotécnicos, procesos, 455-488
- mejoramiento del terreno por, 455, 483-487
- aplicaciones, 483

Gravas, 15, 24, 48

- abiertas, 49
- arenosas, consolidación química en, 478
- asentamientos en, 90
- cimentación en, 26
- perforaciones en, 358
- suelos con, 26

Gravedad de flujo para excavaciones de zanja, 457f

Guías, 401

- colgantes, 325
- rigidez de las, 326
- de extensión, 325
- de martinete, 327f
- del martillo, 326-327
- para pilotes, 324-327
- suspendidas por cuerdas, 326

Hand auger boring. Véase Pozos de prueba

Heladas, acción de las, en el concreto, 518

Hidráulico

- gato, 260, 267, 497
- pilotes hincados con, 496-498
- martillo, 260

Hierro

- forjado, cajones abiertos de, 233
- fundido, soportes de excavaciones en, 399

High Engineering Computer Branch (HECB). Véase Rama de Computación de Ingeniería de Carreteras

Hiley, fórmulas de, 303

Hincado de los pilotes

cálculos
 de la capacidad de soporte de, 303
 para la viabilidad de, 303-307
 grados de erosión por, 70
 Hundimiento(s), 62, 136, 229, 237
 ángulo de, 144
 de aire comprimido, 237-239
 de cajones, 222
 abiertos, 243-245
 neumáticos, 247
 de la tierra por frente corrido, 136f
 de las losas, 184
 de pilotes
 a través de suelos
 de terraplenes, 332-333
 pedregosos, 332-333
 con un espacio libre limitado en la altura, 436
 planta flotante para, 332
 por vibración, 331
 sobre agua, 331-332
 en las arenas, 132
 equipo para el, de pilotes, 324-330
 esfuerzo de, 223
 onda de, 137
 métodos de, 239
 pilotes con registro de, 307-308
 planta de, 242
 por bombeo
 de aceite, 136
 de gas natural, 136
 por excavación diferencial, 232
 por explotación, 136
 por extracción de minerales, 14
 por minería, 134-146
 protección contra
 por articulación, 140
 por minería, 136-140
 por rompimiento
 de galerías, 140-144
 de pilares, 140-144
 remolque hasta el sitio de, 239-240
 viabilidad de, 306
 Hundidor Taylor-Woodrow, 434
 Impermeabilidad
 de estructuras, 215
 método de tanqueado para, 216-218
 problemas de, 198

Impounding reservoir, 38
 Ingeniería
 de cimentaciones, 16
 de los subsuelos, 19
 Intensidad
 de carga
 bruta, 59. Véase también Presión total de la cimentación
 neta, 59. Véase también Presión neta de la cimentación
 Institución de Ingenieros Civiles, 337, 367
 Institución de Ingenieros Estructurales, 83, 170, 189, 208
Institute of Geological Sciences. Véase Instituto de Ciencias Geológicas
 Instituto Americano del Petróleo, 293, 307
 Instituto de Ciencias Geológicas, 141
 Instituto de Concreto Preesforzado, 348
Institution of Civil Engineers. Véase Institución de Ingenieros Civiles
Institution of Structural Engineers. Véase Institución de Ingenieros Estructurales
 Investigación del terreno. Véase Sondeos geofísicos
 Join A. A. S. H. O.-P. C. I. Committee on Bridges and Structures. Véase Comité Unido A. A. S. H. O.-P. C. I de Puentes y Estructuras
 Junta(s)
 de cubierta en un pilote compuesto, 367f
 en la roca, 55
 para pilotes
 de bayoneta, 346
 de boquilla con uniones de metal, 346
 de espiga, 346
 Kelly, 193
 tubo, 357
 Keuper Marl, roca, 102-103
 Laboratorios Wimpey Ltd., 27
 Ladrillos
 columnas de, 224

métodos para soportar, 491f
 tierras para, 52
 Largueros guía para tablestacas, 433f
 Laterita, 51
 Lechada, 218
 a chorro, 477
 de arcilla, 477-478
 de bentonita, 226, 252
 de cemento, 475-477, 499
 de suspensión, 475
 entrapamiento de, 194f
 estabilización del suelo por inyecciones de, 486-487
 flujo del agua subterránea por medio de una
 eliminación del, 476-478
 reducción del, 476-478
 radio de, 475
 Levantamiento(s)
 de los tendones de anclaje, 287f
 de pilotes, 341f
 del suelo, 283-284
 circundante, 350
 efectos del, 189
 en losas flotantes, 182
 resistencia al, 286-287
 Ley Darcy, 431, 474
 Ligníticas, 478
 Límite(s)
 ángulo, 135
 de flexión, 80
 de los movimientos de una estructura, 79
 elementos de, métodos de, 208-211
 estado
 de servicio, 60-61
 del colapso, 60-61
 líquido y plástico, prueba de, 42-43
 permisible para daño estructural, 70
 totales de asentamiento, 336
 Limo, 52
 bolsas de, 21
 rocas de, 53
 Losa(s)
 acanalada, 148
 alargadas en arcillas, 69-70
 cargas soportadas por, 214
 celulares, 184
 de viga, 141, 183
 cimentaciones con, 57, 128f, 141, 171

- corridas, 18
 - de borde rígido, 172-173
 - de extremos duros, 173
 - de viga corrida, 84f, 173f
 - flexibles, 78-79
 - ligera, 138
 - pilotes de, 200f
 - planas, 171-172
 - protección para, 137-139
 - de corcho, 151
 - de concreto reforzado, 141
 - de flotación, 52, 174, 181-219
 - celular, 182
 - de concreto reforzado, 184f
 - como cajones, 183-186
 - condiciones del suelo en una, 187f
 - construcción de una, 185f, 188f
 - diseño de una, 183
 - en excavaciones abiertas, 186-188
 - de sótanos, diseño estructural de, 203-208
 - del piso del sótano, diseño de, 207f
 - diseño estructural de, 174
 - hundimiento de las, 184
 - para asentamiento en suelos por relle-
no, 174-175
 - pesadas, 139
 - piloteadas, 211-215
 - pilotes para reducir asentamientos en,
202-203
 - reticulares, 139
 - cimentaciones de vigas continuas
de, 169f
 - rígida, 84f, 141, 203
 - sujeta de flexibilidad, 208
- Madera**
- armazones de, 19
 - artesa de, 248
 - cajones en, 233
 - diques
 - con cajón de, 423-424
 - de tablestacas de, 423
 - estacas de avance de, 386
 - excavaciones soportadas por, 191-192
 - diseño estructural de, 399
 - largueros de, 428
 - patines de, 386
 - pilotes de, 337-339
 - hincados, 372
 - protección de, 506-509
 - con concreto, 507
 - con creosota, 507
 - contra la descomposición en
tierra, 506-507
 - contra polillas marinas, 507
 - tipos, 338
 - puntales de, 428
 - tablas de, 406
- Maderaje**
- abierto, 391
 - con estacas de avance, 389-390
 - con patines, 386-389
 - en pozos, 393
 - horizontal, 390
 - poco espaciado, 386
 - refuerzo de excavaciones con, 386
- Malacates**
- dobles, 325
 - ligeros, 325
 - para pilotes, 325
 - triples, 325
- Mandrill**
- cascos de concreto hundidos con, 355
 - pilotes hundidos con, 355
- Manómetro de mercurio, 38, 54**
- Manto(s)**
- acuíferos, 19
 - freático, 13, 18, 59
 - disminución del, 479-482
 - fluctuaciones en el, 181
 - nivel del, 13, 30, 37, 74, 189
 - alrededor de los muros, 215
 - disminución del, 191
 - piezómetros para medir el, 37f
- Manual de la Oficina Nacional del
Carbón, 137*
- Manual para Ingenieros, 137*
- Maquinaria para cimentaciones, 148-149**
- Máquinas**
- de cucharón, 357. *Véase También*
Taladro rotativo
 - para métodos de agarre
 - Bade, 359
 - Benoto, 359
 - Casagrande, 359
 - Hochstrasser-Weise, 359
- Mar, acción del, 516-517**
- Marco(s)**
- de ataguías, 428-430
 - de paso, excavación profunda con,
392f
 - diseño de los, de ataguías, 428-430
 - espaciamiento de los, 427-428
 - para pilotes, 324-325
 - Ackemanns, 324f
 - de Delmag, 325f
- Martillo(s)**
- de diesel, 306
 - de gota, 27
 - de pilotaje, 327-329
 - de acción
 - doble, 328, 434
 - simple, 434
 - de aire comprimido, 327-328
 - de vapor, 327-328
 - de diesel, 328-329
 - B. S. P., 329
 - Kobe, 329
 - Koehring-MKT, 329
 - hidráulicos, 329
 - vibratorios, 434
- Martinete, 327, 434**
- Mastic asphalt for tanking and damp
proof course. Véase*
Agregado de piedra
caliza
- Material(es)**
- de construcción, 14
 - de la losa, módulo Young del, 214
 - de relleno, 30
 - suelto, 13
 - del pilote, módulo Young del, 214
 - para cajones, 233
 - para relleno de muro de tablestacas
doble, 438-439
- Matriz de flexibilidad del suelo, 209**
- Mecánica de suelos, 62**
- análisis de, 14
 - pruebas de, 42-45
 - de compresión
 - no confinada, 43
 - triaxial, 43-45
 - de consolidación, 44-45
 - no drenada, 44
 - de contenido de humedad natural,
42
 - de distribución a nivel de partícula,
43

- de fractura de la veleta, 44
- de la caja de corte, 44
- de permeabilidad, 45
- del límite líquido y plástico, 42-43
- drenada, 44
- no drenada, 43-44
- visuales, 42
- Mecánica de suelos en la práctica de ingeniería*, 403
- Medical Research Council's Decompression Sickness panel*. Véase Panel de Consejo de Investigación Médica para Enfermedades producidas por Descompresión
- Medidor(es)
 - Bourdon, 37
 - de asentamiento de la placa, 31
- Metano, gas, 247
- Método(s)
 - Brich Hansen, 290-292
 - Chicago, 225-226
 - consolidación química
 - de doble tiro para la, 478
 - de un tiro para la, 478
 - de agarre para pilotes, 359
 - de apuntalamiento, 489-504
 - de cajón neumático flotante, 231
 - de control de agua subterránea, 463-479
 - de desagüe, 474
 - de diferencia finita, 107-109
 - de elemento(s)
 - de límite, 208-211
 - de superficie. Véase Método de elementos de límite
 - finito, 109-110, 174, 211, 299, 430, 462
 - de excavación, 245, 376-378
 - manual, 224-226
 - de hundimiento, 239-248
 - de la ecuación integral, 294
 - de levantamiento de pilotes, 341f
 - de Meyerhof, 63
 - de pilotes soldado, 390
 - de pozos enmaderados
 - de cuadrados grandes, 393f
 - pequeños, 393f
 - rectangulares, 393f
 - de por mitad, 393
 - de precolación, 364
 - de preempacado, 364, 448. Véase también Método de precolación
 - de pretensado en pilotes, 347
 - de recimentación, 492-504
 - preprueba, 498-499
 - de relleno de minas, 144
 - de Schmertmann. Véase Ecuación de Schmertmann
 - de soporte de triple punto, 140f
 - de tabla en medio. Véase Método Chicago
 - de tanqueado para impermeabilizar, 216-218
 - elásticos, 297-298
 - empíricos para cargas permisibles, 70-76
 - estáticos de la resistencia de pilotes, 307-308
 - Newmark, 86
 - para pilotes
 - acústico, 365
 - de respuesta dinámica, 365
 - radiométrico, 365
 - sísmico, 365
 - para soportar
 - columnas
 - de acero, 491f
 - de ladrillo, 491f
 - Poulos, 294
 - T-Z, 298
 - no lineal, 299
- Metropolitan Vickers Electrical Company's factory*. Véase Fábrica de la Compañía Eléctrica Metropolitana Vickers
- Michigan State Highway Commission*. Véase Comisión de Carreteras del Estado de Michigan
- Micropilotes, 366
- Minas, 15
- Mindlin, ecuación de, 298-299
- Minipilotes, 366, 499
- Ministerio del Trabajo y Servicio Nacional, 237
- Ministry of Labour and National Service*. Véase Ministerio del Trabajo y Servicio Nacional
- Modelo
 - de continuo elástico, 294-296
 - de elemento finito
 - axisimétrico, 214f
 - tridimensional, 213f
 - de resortes, 293
 - elástico para pilotes, 293
 - Wakefield, 422
- Módulo(s)
 - continuo, 210
 - de compresibilidad, 146
 - de deformación, 95, 106f
 - de rocas débiles, 102
 - para cimentaciones, 92
 - para la tiza, 104t
 - de elasticidad. Véase Módulo de Young
 - de Hooper, 212, 214f
 - inicial de tangente, 111
 - semiinfinito, 210
 - Young, 80f, 106, 109
 - de la masa del suelo, 214
 - del material
 - de la losa, 214
 - del pilote, 214
- Moldaje bajo el agua, 446f
- Momento(s)
 - de flexión, 166, 174, 227
 - de una viga, 369
 - para un pilote en grupo, 302f
 - sostenidos, 160
 - de torsión, pilote aislado sujeto a, 295f
 - de unión
 - en columnas, 58
 - en muros, 58
 - en una estructura de escollera, 302f
- Montacargas, 503
- Montajes, 151-152
 - de adhesión aislantes, 152
 - de carpetas aisladas,
 - tipo
 - de botón, 151f
 - rayado, 151f
 - elástico, 152f
- Morena glacial, 50, 157, 269. Véase también Arcillas varve
- Movimiento(s)
 - alrededor de un sótano, 192f
 - de la cimentación, 17, 129f

de la superestructura, 17
 de tierra, 125-132
 por bajas temperaturas, 128-129
 por deslizamiento de laderas, 133-134
 por filtración de agua, 132-133
 por hundimiento de minería, 134-146
 por la erosión, 132-133
 por vibraciones, 133
 elástico en el fuste del pilote, 258
 en cargas de un ventilador, 151f
 horizontales, 17
 del pilote, 334
 libertad de, 151f
 límites de una estructura, 79
 neto, 201
 verticales, 17
 del pilote, 334
 Muelle(s), 286
 excavación de cajón en, 223
 flotante, 240f
 Muestras del suelo, 20-24
 alteradas, 21
 no alteradas, 21-22
 Muestreo(s)
 abiertos, 21-23
 con pistón, 21, 24
 continuo *Delft*, 244
 de aire comprimido *Bishop*, 24
 Raymond, 20-21, 25. Véase también *Slipt spoon*
 Muro(s)
 abrazaderas en, 490
 anclado, 205
 presión del terreno en el, 397
 ángulo de fricción del, 204
 ataguías
 de doble, 419
 de tablestacas, 438-439
 de un solo, 436-438
 conductos en, 431-433
 cantiliver, 203-205
 de contención, 203f
 para sótano, 207
 daño visible en los, 82t
 de carga, 57
 cimentaciones con zapatas corridas para, 160-163
 edificios con, 80

pilotes soportando, 369f
 de concreto, ataguías con, 441-442
 de contención, 289, 403
 basamentos de los, 194f
 pilotes en un, 289f
 de diafragma, 192, 194-197f, 227
 construcción de un, 199
 por computadora, 430
 continuos, 441-442
 diseño de, 199
 excavaciones soportadas por un, 192-193
 mampostería del, 195f
 presión activa en un, 205
 de ladrillo del sótano, 217f
 de los cajones, 236-237
 de pilotes barrenados, 198-199
 construcción de, 199
 diseño de, 199
 de retención, 198f
 de contrafuerte, 206
 de sección T, 206
 de tablestacas
 ataguías con, 426-433
 construcción de, 433-438
 doble, 438-439
 deflexión máxima del, 193
 del sótano, 203
 asentamiento de
 apilados, 201f
 no apilados, 201f
 guía, 195f
 momentos de unión en, 58
 nivel del manto freático alrededor de los, 215
 pie de, 314
 soporte de un, por medio de agujas, 494f
 transversales, 230

National Coal Board. Véase Oficina Nacional del Carbón
National Coal Board and Health and Safety Executive. Véase Oficina Nacional del Carbón y la administración de Seguridad y Salud
National Coal Board handbook. Véase Manual de la Oficina Nacional del Carbón

Newmark, método, 86
New York Foundation Code. Véase Código de Cimentaciones de Nueva York
 Nivel freático. Véase Manto freático
 Normas Británicas, 25, 34, 61, 216, 363
 Nottinghamshire, Construcción, 140
 Obras
 fluviales. Véase Estructuras fluviales
 marítimas. Véase Estructuras marítimas
 Odómetro, 38, 44
 asentamiento por, 98
 pruebas de, 98
 Oficina Nacional del Carbón, 15, 137, 139, 145
 Oficina Nacional del Carbón y la Administración de Seguridad y Salud, 141
 Oficina de Reclamaciones, 16
Ohio Department of Highways. Véase Departamento de Carreteras de Ohio
 Onda de hundimiento, 137f
 Orilla de corte, 229
 Orlas, 217f
 Pala(s)
 de carga, 376
 frontal, 377
Pali Radic. Véase Pilotes raíces
 Panel de Consejo de Investigación Médica para Enfermedades producidas por Descompresión, 238
 Patines, placas de acero como, 399
 Pedregones, 18
 Penetración
 estándar, 26-27
 pruebas de
 dinámica de cono, 17, 20-21, 24, 76
 estándar, 25, 76
 asentamientos con, 87-91
 de pilotes aislados, 261-263
 estática de cono, 17, 20-21, 24, 27-28, 76, 177f
 asentamientos con, 91-92
 de pilotes aislados, 263-265

- rango constante de, 334
- requerida de un pilote, 310
- resistencia estándar de, 29f
 - de los pilotes sección H, 351
- Penetrómetros de cono, 28f
 - eléctricos, 28
 - encamisados, 28f
 - de fricción, 28f
- Percusión
 - cable de, 360f
 - perforaciones por, 19-20, 24, 358-359
- Perfil(es), 427
 - sísmico, 41
 - método
 - boomer* para, 41
 - pinger* para, 41
 - sparkler* para, 41
- Perforaciones
 - barrenadas, 13
 - manualmente, 19, 23
 - mécnicamente, 19
 - con equipo anillado de agarre, 358
 - con taladro(s)
 - mécánico, 357-358
 - rotatorio, 34-36
 - condiciones del suelo en las, 46
 - en arcillas
 - pedregosas, 358
 - rocosas, 358
 - en arenas, 358
 - en gravas, 358
 - lavadas, 20, 23-24, 27
 - por percusión, 19-20, 24, 358-359
 - profundas, 13
 - registro de, 38-39
 - aparatos de, 41
 - fases, 39
- Permafrost, 129
 - efectos del, 129-130
- Permeabilidad
 - pruebas de, 38f
- Piedra caliza, 15, 53
- Piezómetro, 37-38
 - hidráulico, 37-38
- Pila(s)
 - atagúa para una, 437f
 - cimentaciones con, 221-227
 - construcción de, 224-227
 - diseño de, 224-227
 - presiones de carga para, 221-224
 - resistencia a cargas laterales de, 223-224
 - definición, 221
 - del cajón, 222
 - formadas con cajones abiertos, 251
 - fricción superficial para, 233
 - pozo para la, 227f
 - recimentación con, 494-496
 - volcamiento de la, 223f
- Pilar(es)
 - cerca de, 224
 - de carbón, 137f
 - y bordo, 134
 - y galería, 134-135
- Piles in Weak Rock. Véase* Pilotes en rocas débiles
- Piling in Chalk. Véase* Pilotes en tiza
- Pilotaje
 - hidrostática en el, 429
 - martillos de, 327-329
 - de acción
 - doble, 328
 - simple, 327
 - de aire comprimido, 327-328
 - de vapor, 327-328
 - de diesel, 328-329
 - B. S. P., 329
 - Kobe, 329
 - Koehring-MKT, 329
 - hidráulicos, 329
 - perforado y colado en sitio, 441
 - silenciador, 434
- Pilote(s), 19, 21
 - a chorro de agua, 330-331
 - adyacente no probado, 336
 - agrietamiento de la punta del, 339
 - aislado(s), 259
 - con carga axial, 297-299
 - métodos para predecir el asentamiento de un, 297-299
 - hincados en suelos no cohesivos, 260-265
 - prueba de penetración
 - de cono estático de, 263-265
 - estándar de, 261-263
 - sujeto
 - a fuerza lateral, 295f
 - a momento de torsión, 295f
 - alados, 351
 - axialmente cargados, 285
 - bajo una carga vertical, 298f
 - barrenados continuos, 198
 - construcción de, 199
 - diseño de, 199
 - cabezales de los, 218f
 - deflexión de los, 292
 - cálculo de la resistencia de, 307-308
 - carga(s)
 - final de un, 261, 338f
 - permisibles del, 259
 - soportadas por, 214
 - cemento Portland para, 344
 - cimentación con, 18, 48, 127-128, 140
 - de losa, 200f
 - economía de la, 370-371
 - sobre terreno glacial, 187
 - tipos, 58f
 - clasificación de, 257-258, 323-324
 - colados en sitio, 365
 - hincados y, 257, 373
 - desventajas, 372
 - ventajas, 372
 - hundidos y, 354-357
 - perforados y, 257, 312, 363-365, 373
 - desventajas, 372
 - en suelos
 - cohesivos, 271-274
 - no cohesivos, 266
 - ventajas, 372
 - prueba de integridad
 - acústica para, 365
 - de respuesta dinámica para, 365
 - radiométrica para, 365
 - sísmica para, 365
 - comportamiento bajo carga de, 258-259
 - compuesto
 - de concreto y madera, 366f
 - junta de cubierta en un, 367f
 - tipos, 366-367
 - concreto para, 343-344
 - condiciones
 - de temperatura para, 344
 - del suelo para, 323-324
 - cortes de bases alargadas, 203
 - costo del, 324
 - de acero, 349-354

- aplicaciones, 349
- corrosión en, 349
- cubiertas para, 368f
- de cajas, 349, 353-354
 - relleno de concreto en, 353-354
 - tipos, 354f
- de sección H, 349-351
 - desventajas, 351
 - dimensiones de, 350t
 - propiedades, 350t
 - resistencia de, 351
- de tubo, 263, 265, 271, 351-353
 - B. S. P., 353
 - con soldadura en espiral, 351
 - enteros, 351
 - para estructuras marítimas, 352
 - para rompeolas, 319
 - penetración requerida de un, 310
 - recimentación con, 497f
 - relleno de concreto en, 353
 - traslapados, 351
- en tablestacascas de acero, 353
- hincados, 373
- protección de
 - con pintura, 510
 - contra la corrosión, 509-511
- refuerzos para, 368
- de caja, 394
- de carga, 32, 57-58
 - factor de adhesión para, 269f
 - final, 257
 - universal, 394
- de concreto
 - casco de acero de un, 329
 - precolado, 263, 312, 339-345
 - aplicaciones, 339-340
 - colado de, 344-345
 - desmoldamiento de, 345
 - desventajas, 345
 - diseño de, 340-342
 - empalme de, 345
 - longitudes máximas de los, 341f
 - moldaje para, 344f
 - puntas de, 342-343
 - unión de, 345
 - preesforzado, 346-349
 - agrietamientos en, 348
 - diseño de, 346f
 - fisuras en, 348
 - postensado en, 347
 - proceso de pretensado en, 346
 - Raymond, 348
 - reforzado, 308
 - de coraza de acero, 355
 - de desplazamiento, 257
 - de fricción, 257
 - de gato, 257
 - de gran diámetro, 264
 - de lados rectos, 261
 - de madera, 337-339
 - hincados, 372
 - protección de, 506-509
 - con concreto, 507
 - con creosota, 507
 - contra la descomposición en tierra, 506-507
 - contra polillas marinas, 507-508
 - tipos, 338
 - de prueba, 333-337
 - instalación de, 333-334
 - programa para, 337
 - registro de, 333-334
 - de punta. Véase Pilotes de carga final
 - de recimentación con altura ajustable, 497f
 - de sección H, 270
 - de acero, 349-351
 - desventajas, 351
 - dimensiones de, 350t
 - propiedades, 350t
 - resistencia de, 351
 - carga permisible en un, 311
 - de Taylor Woodrow, 434
 - de tensión, anclaje preesforzado para, 287f
 - de West, 355-356
 - etapas de formación de un, 356f
 - delgado, 269
 - dimensiones de los, 441
 - durabilidad del, 324
 - ecuación de onda del, 304f
 - efectos del tiempo en, 265
 - elección del tipo de, 371-372
 - en arcilla, 296
 - relación de asentamiento para, 273
 - en rocas
 - anclaje de, 286-289
 - débiles, 275, 276
 - en suelos
 - anclaje de, 286-289
 - estratificados, 274
 - intermedios entre arena y arcilla, 274
 - en terraplén, 276-279
 - en tiza, 275
 - equipo para el hundimiento de, 324-330
 - escuadramiento de, 341f
 - fallas de los, 259-260, 290
 - flexibles, 295
 - Franki Miga, 497
 - recimentación con el, 497f
 - fricción superficial de, 270
 - fuste del, 258
 - adhesión del, 316-17
 - fricción superficial en el, 263
 - remate en punta en el, 262
 - grupos de, 257-323
 - asentamiento
 - de arenas de, 281f
 - en arcilla de, 282f
 - capacidad de soporte, 279-285
 - comportamiento, 279-280
 - bajo carga de, 258-259
 - por computadora de, 296
 - con carga
 - axial, 299-300
 - combinada, 302-303
 - programas de computo para, 303
 - lateral, 300-301
 - en suelos
 - cohesivos, 281-283
 - no cohesivos, 280-281
 - en terrenos de relleno, 284-285
 - guías de, 324, 325
 - hincados, 257, 267, 323
 - cálculos
 - de la capacidad de soporte de, 303
 - para la viabilidad de, 303-307
 - con gatos hidráulicos, 496-498
 - de acero, 373
 - de concreto, 372
 - de madera, 372
 - desventajas, 371

- tipo de la estructura de, 323
- ubicación de, 323
- ventajas, 371
- y colados en sitio, 257, 373
 - desventajas, 372
 - ventajas, 372
- hundidor Taylor-Woodrow de, 434
- hundidos, 354-357
 - cimentados en roca, 274-276
 - con mandril, 355. *Véase también* Pilotes Raymond
 - en arcillas
 - blandas, 336
 - glaciales, 269
 - en suelos
 - cohesivos, 266-271
 - no cohesivos, 265-266
 - esfuerzos de carga en, 357
 - factor de adhesión para, 268
 - fricción superficial negativa en los, 277f-278f
 - y colados en sitio, 354-357
- hundimiento de
 - a través de suelos
 - de terraplenes, 332-333
 - pedregosos, 332-333
 - con un espacio libre limitado en la altura, 436
 - planta flotante para, 332
 - por vibración, 331
 - sobre agua, 331-332
- inclinados, 224
 - en un muro de contención, 289f
 - de tablestaca, 289f
 - en una pila de puente, 289f
 - resistencia de, 290
- individuales bajo carga por computadora, 293-296
- inyectados con taladro, 357
- juntas
 - de bayoneta para, 346
 - de boquilla con uniones de metal, 346
 - de espiga para, 346
- levantamiento de, 341f
- llevados
 - a arcilla blanda, 202
 - a rígida, 202
 - a arenas sueltas, 201-202
 - a través de suelo compresible, 202

- maestro. *Véase* Pilotes de Taylor-Woodrow
- malacates para, 325
 - dobles, 325
 - ligeros, 325
 - triples, 325
- marco para, 324-325
 - Ackemanns, 324f
 - de Delmag, 325f
- mixtos, 257
- modelo elástico para, 293
- momentos de flexión para, 302f
 - verticales, 299
- montaje de, 433-436
- movimientos
 - horizontales del, 334
 - verticales del, 334
- muro de, 198-199
- para reducir asentamientos
 - en losas, 202-203
 - en sótanos, 202-203
- para rompeolas, 289
- perforados, 257
 - cimentados en roca, 276
 - con ensanchamiento en el fondo, 359-362
 - concreto en los pozos de los, 516
 - de diámetro
 - grande, 272, 361f
 - pequeño, 360f
 - e hincados, 363-365
 - esfuerzos de trabajo para, 366
 - fricción superficial de, 271
 - inspección de, 362-363
 - para sostener
 - la cimentación, 315
 - un pie de muro, 314
 - perforación de, 362-363
 - relación asentamiento-carga para, 273f
 - resistencia de la base de, 271
 - tipos, 357-358
 - y colados en sitio, 257, 312, 363-365, 373
 - desventajas, 372
 - en suelos
 - cohesivos, 271-274
 - no cohesivos, 266
 - ventajas, 372
- Prestcore, 365-366

- pruebas de carga en los, 334-337
- que resisten levantamientos, 285-289
- raíces, 498
- Raymond, 355
 - graduado escalonado, 355f
 - de la tubería, 355f
- recimentación con, 496
- rectos, 203
 - fricción superficial para, 262f
- registro de la prueba del hundido de, 334f
- rematados en la punta, 261
- resistencia
 - a la fricción de los, 260
 - a la rotación de, 290
 - de la base de los, 262-263
- ruido por hundido de, 435t
- secantes, 198
 - sistema de, 199
- soldado, 386, 394
 - método de, 390
 - soporte por, 390f
- soportando muros de carga, 369f
- sótanos con, 85, 199-201
 - en suelos
 - alternados de arena y barro, 201f
 - soportados por roca, 201f
 - totalmente
 - de arcilla, 201f
 - de arena suelta, 201f
- suelo, 269
- sujetos a cargas
 - horizontales, 289-296
 - inclinadas, 289-296
 - vibratorias, 296-297
- taladrados. *Véase* Pilotes hincados
- Placa(s)
 - asentamientos de la, 31
 - significativos, 32f
 - de acero, 399
 - de cimentación, 491
 - de forro externas, 229
 - de ménsula, 229
 - inclinadas, ángulos para, 236
 - presión de carga debajo de la, 32f
 - pruebas
 - de carga de la, 30
 - de resistencia de la, 29-31
- Planta industrial, 17

- Plasticidad, 42
 de Casagrande, 42f
 gráfica de, 125
 índice de, 27
- Plintos* elevados, 186
- Plomos de acero fundido, 242
- Poisson, proporción de, 87, 94-95
 del suelo, 214
 en rocas triásicas, 103
- Polillas marinas
 acción de, 507-508
 protección contra las, 508
- Polímeros, 478
- Pontones* flotantes, 242
- Postensado de pilotes de concreto preesforzados, 348
- Pozo(s)
 alineados segmentados, 226-227
 campana, 134
 con galerías cruzadas, 134
 concreto en los, 516
 de aire, 248
 de alivio, 466
 de dragado, 229
 circulares, 230f
 cuadrados, 230f
 para monolito, 230f
 tamaño de los, 230
 de minería
 abandonados, 144-146
 tratamientos de, 145f
 de prueba, 13, 17-20, 33
 excavación de, 14, 16
 profundos, 16-17
 usos, 33
 de recarga, 480-482
 de relieve, 483
 horizontales,
 bombeo desde los, 474
 instalación de un, 474f
 maderaje en, 393
 métodos de
 cuadrados grandes, 393f
 pequeños, 393f
 rectangulares, 393f
 para la pila, 227f
 perforados
 bombeo de, 470-474
 diseño del filtro para, 472-473
 plantas de, 473-474
 espaciamiento de los, 473f
 profundidad de, 473
 sin revestimiento, 20
 taladrados, 33-34
 diámetro mínimo en los, 33
 medidas de seguridad en los, 33-34
- Presión
 activa
 cálculo de la, 204
 del suelo, 429
 en un muro
 cantiliver, 203f
 de diafragma, 205
 artesiana en la roca, 18
 bajo la cimentación, 85-87
 curva de la proporción de huecos, 116f
 de agua en excavaciones con tablestacas, 405-406
 de contacto, 85
 de la cimentación
 efectiva, 59
 máxima, 138f
 neta, 59
 total, 59
 de la sobrecarga, 27, 84
 efectiva, 59f, 68, 91
 inicial, 98
 total, 59f
 del terreno, 203-206
 activa, 204
 en arcilla blanda, 403
 en el muro anclado, 397
 en excavaciones apuntaladas
 en arcilla rígida, 405
 en suelos
 cohesivos, 404-405
 no cohesivos, 404
 residual, 204
 del vapor, 131f
 distribución uniforme de la, 85
 en la capa de panal, 364
 externa del agua, 242, 246
 hidrostática, 390
 en excavaciones de tablestacas, 405-406
 piezométrica del agua, 21
 vertical
 cálculo de la, 93
 distribución de la, 116f
- Presiones
 de carga, 13, 17, 59-60, 119
 de la cimentación, 14, 18, 69
 efectiva, 87
 en la placa, 32f
 en suelos no cohesivos, 73-74
 permisibles, 59-62, 74, 155-160
 asentamientos para las, 76
 en rocas, 62
 intensidad de, 181
 suaves, 207
 de soporte de la. Véase Presiones de carga
 laterales
 de tierra, 203
 en soportes de excavaciones
 de hasta 6 m de profundidad, 401-403
 de más de 6 m de profundidad, 403-404
- Prestressed Concrete Institute. Véase*
 Instituto de Concreto
 Preesforzado
- Presurómetros, 28-29
 autoperforador. Véase Camkómetro
 Menard, 29
self-boring. Véase Camkómetro
- Pretensado
 método de, 347
 proceso de, 346
- Principio del cojín de aire, 504
- Probador de *Megger Earth*, 506
- Procedimiento de la Conferencia sobre
 paredes de diagrama y
 anclajes, 397
- Proceedings of the Conference on*
Diaphragm Walls and
Anchors. Véase
 Procedimiento de la confe-
 rencia sobre paredes de dia-
 grama y anclajes
- Proceedings of the Institution of Civil*
Engineers Conference. Véase Conferencia
 sobre Procedimientos de la
 Institución de Ingenieros
 Civiles
- Proceedings of the Symposium on*
Grouts and Drilling Muds
in Engineering Practice,
 475

- Profundidad
 cálculo de presiones laterales en sopor-
 tes de excavaciones
 de hasta 6 m de, 401-403
 de más de 6 m de, 403-404
 crítica de excavaciones en arcilla, 407f
 de las cimentaciones, 119, 155-156
 efectos de arrastre en la, 182-183
 de pozos perforados, 473
 de zapatas, 234
 del cajón, 222
 del subsuelo, 189
 esfuerzo vertical en, 85
 factor de, 95, 99
 pilotes a, 227
- Programas de cómputo
 para asentamientos
 CONSYST, 113
 SETTLE, 113
 para elemento finito
 CRISP, 113
 CRISTINA, 113
 SAFE, 113
- Proporción de Poisson, 87, 94-95
 del suelo, 214
 en rocas triásicas, 103
- Protección
 catódica, 509-510
 de edificios contra el agua subterrá-
 nea, 216
 de estructuras
 de cimentación contra el ataque
 del agua subterránea, 505-519
 del suelo, 505-519
 de concreto
 contra ácidos orgánicos, 517
 contra ataque de sulfatos, 511-
 516
 contra desperdicios industriales,
 518
 contra la acción
 de heladas, 518
 del mar, 516-517
 contra químicos, 518
 de los pilotes
 de acero
 con pintura, 510
 contra la corrosión, 509-511
 de madera, 506-509
 con concreto, 507
 con creosota, 507
 contra la descomposición en
 tierra, 506-507
 contra polillas marinas, 507-
 508
- Protection of buildings against water
 from the ground. Véase*
 Protección de edificios
 contra el agua subterránea
- Prueba(s)
 con pistón, 22
 con veleta, 21, 25
 de bombeo, 38
 de campo, 14
 para rocas, 15
 para suelos, 15
 de carga
 de la placa, 30-31f, 54, 77-78
 en los pilotes, 334-337
 C. R. P., 335-337
 M. L., 337
 puntual, 35
 de compresión
 no confinada, 43
 triaxial, 43-45
 uniaxial, 45
 de consolidación, 47
 de contenido de humedad natural, 42
 de distribución a nivel de partícula, 43
 de fractura de la veleta, 44
 de integridad de pilotes, 365
 acústica, 365
 de respuesta dinámica, 365
 radiométrica, 365
 sísmica, 365
 de la caja de corte, 44
 de la dinámica, 27
 de laboratorio, 13-14
 para rocas, 15, 45-46
 para suelos, 15, 41-45
 resultados de las, 47
 de lavado, 17, 20
 de odómetro, 98
 de penetración
 dinámica de cono, 17, 20-21, 24,
 76
 estándar, 25, 76
 asentamientos con, 87-91
 de pilotes aislados, 261-263
 estática de cono, 17, 20-21, 24, 27-
 28, 76, 177f, 309
 asentamientos con, 91-92
 de pilotes aislados, 263-265
 de permeabilidad, 45
 de campo, 38
 de rango constante de penetración,
 334
 de resistencia de la placa, 29-31
 de rocas
 en campo, 15
 en laboratorio, 15, 45-46
 de suelos, 42-45
 en campo, 15
 en laboratorio, 15, 41-45
 de volumen
 constante, 38
 variable, 38
 del cono holandés, 25-31
 del límite líquido y plástico, 42-43
 en pozos, 33
 excavación de, 14
 superficial de, 13
 profunda, 17
 in situ, 13-14, 17, 22
 pilotes de, 333-337
 instalación de, 333-334
 programa para, 337
 registro de, 333-334
 pozos de, 13, 17, 46
 triaxiales, 43-45, 101
 de consolidación, 44-45
 no drenada, 44
 drenada, 44
 no drenada, 43-44
 visuales, 42
- Puntales, 386
 entibadores, 386
 inclinados, 386
 en hilera, 490
 muertos, 490
 voladores, 490
- Puntas coladeras
 bombeo para, 466-470
 instalación de, 466-468
 sistema
 argolla para, 468
 progresivo para, 468
 en excavaciones profundas, 468-470
- Puzonador, 466
- Pynford, sistema de, 495

- Rama de Computación de Ingeniería de Carreteras, 113
- Reblandecimiento
- deformación, 267, 270
 - esfuerzo, 269
 - por trabajos, 271
- Recimentación, 489-504
- con bases, 494
 - con pilas, 494
 - con pilotes, 496
 - de tubo de acero, 497f
 - Franki Miga, 497f
 - con zapatas corridas, 493-494
 - de salvaguarda contra efectos de excavaciones adyacentes, 492-493
 - métodos de, 492-504
 - preprueba, 498-499
 - por medio de inyecciones, 499-500
 - proceso de congelamiento para el trabajo de, 500-501
 - requisitos, 489
- Reflexión sísmica, 41
- Refracción sísmica, 41
- Refuerzo
- acero de, 164
 - corrosión del, 518
 - de excavaciones
 - con maderaje, 386-399
 - con tablestacas, 386-399
 - detalles de, para una zapata aislada, 168f
 - transversal, en la cimentación, 163
- Registro de novedades en Ingeniería, 303
- Relleno(s)
- cimentaciones en terrenos, 146-148
 - compresibilidad de los, 146t
 - de arcilla, 483
 - de arena, 147
 - de cajones
 - abiertos, 248
 - neumáticos, 248
 - de concreto de pilotes
 - de caja de acero, 353-354
 - de tubo de acero, 353-354
 - de los trabajos, 143
 - de minas, método, 144
 - de tierra, ataguías de, 420
 - grupos de pilotes en terrenos de, 284-285
- hidráulico, 147
- material para, de muros de tablestacas, 438-439
- suelos por, 174-175
- Reporte de cimentación, 46
- Resistencia
- a cargas laterales para cimentaciones
 - con cajones de excavación, 223-224
 - con pilas, 223-224
 - a la penetración de los pilotes de sección H, 351
 - al cortante
 - ángulo de, 204
 - del suelo, 261
 - promedio menor, 405
 - al levantamiento, 286
 - de la base en pilotes, 262-263
 - perforados, 271
 - de la placa, pruebas de, 29
 - de pilotes
 - a la fricción, 260
 - a la rotación, 290
 - cálculo de la, 307-308
 - con registro de hundimiento, 307-308
 - inclinados, 290
 - del terreno, 15, 203-206
 - diagrama de, del cono, 92
 - estándar de penetración, 29f
 - estática del cono, 29f
 - final, 205
 - pasiva, 205, 429
 - cálculo de la, 429
 - coeficiente de, 205
 - de la tierra, 205
 - en un muro cantiliver, 203f
- Resorte(s)
- de acero-caucho, 152f
 - de hojas, 152
 - modelo de, 293
 - Winkler, 430
- Retroexcavadores, 377
- Revestimiento
- capa de, 164
 - concreto de, 164
- Roca(s)
- arenosa, 49
 - bordes rellenos de, 421
 - cimentación de las, 53
 - clasificación, 16
 - compresibilidad de las, 70
 - compresión uniaxial de la, 275
 - coombe, 54
 - de limo, 53
 - débiles, 275
 - excavaciones en, 391-392
 - deformación de la, 16
 - estabilidad de pendientes en, 383
 - estratificación de las, 14
 - estrato de
 - para cimentaciones profundas, 32
 - suelo compresible a un, 202
 - erosión en las, 14, 53
 - excavación en, 377-378
 - exploración de, 32-36
 - métodos de, 33-36
 - falla de la, 18
 - formación de, 32
 - fricción superficial de la, 16
 - grado de humedad real de las, 35
 - intactas, fuerza de las, 55
 - juntas en la, 55
 - para pruebas de laboratorio, 33
 - pilotes
 - anclados en, 286-289
 - hundidos cimentados en, 274-276
 - perforados cimentados en, 276
 - presión
 - artesiana en la, 18
 - de carga permisible en, 62
 - pruebas
 - de campo para, 15
 - de laboratorio para, 15, 45-46, 45-46
 - subterráneas
 - pruebas de permeabilidad de campo para, 38
 - suelos con, 26
 - terraplén relleno de, 421
 - triásicas, 103
- Rock quality designation. Véase* Designación de la calidad de la roca
- Rompeolas, 310
- cajón de caja para, 249
 - estructura, 286
 - pilotes para, 289
 - de acero, 319
- Rotación relativa, 80

- Rotatory core drill. Véase* Taladro de núcleo rotatorio
- RQD. *Véase* Designación de la calidad de la roca
- Ruido por hundido de pilotes, 435t
- Schmertmann, J. H., 92
ecuación de, 76, 91, 178
método de. *Véase* Ecuación de Schmertmann
- Sea Action of the Institution of Civil Engineers. Véase* Comité de Acción del Mar del Instituto de Ingenieros Civiles
- Secciones
H, pilotes de, 270
acero de
desventajas, 351
dimensiones de, 350f
propiedades, 350f
resistencia de, 351
carga permisible de, 311
I, 437
T, muros de retención de, 206
- Seguridad
en excavaciones, 19
en los pozos taladrados, 33-34
factores de, 77, 118
nominal, factor de, 70
- Sellador murrum, 424
- Sensibilidad, 52
- Servicios subterráneos, 14
- Shear box test. Véase* Prueba de la caja de corte
- Sheet Piling Contractors Ltd. Véase* Contratistas de Tablestacas
- Silicatos, 49
- Sistema
Bachy-S.I.F., 194
de estaca media, 391
de pilotaje
Hush, 389
secantes, 199
de Pynford, 495, 498
móvil para excavaciones de zanjas, 392f
Soletanche, 194
- Sistema Unificado del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, 16
- Slipt spoon, 25*
tubos de muestreo, 20-21
- Sobrecarga
débil, 142
presión de la, 27, 84
efectiva, 59f, 68, 91
inicial, 98
total, 59f
remoción de, 102
- Sobreesfuerzo en el pilote, 345
- Socavación profunda, 251
- Soil Mechanics in Engineering Practice. Véase* Mecánica de suelos en la práctica de ingeniería
- Soletanche, sistema, 194
- Sondeos geofísicos, 13, 15-16, 39-41
métodos
de refracción sísmica para, 41
de resistividad eléctrica para, 40-41
magnéticos para, 40-41
sísmicos para, 41
- Soporte(s)
con tablestacas, 389, 394f
de excavaciones
cálculo de presiones laterales en, 401-406
diseño estructural de
en acero, 399
en concreto colado, 399-400
en hierro fundido, 399
en madera, 399
en arcillas rígidas, 391-392
en arenas
cohesivas, 391-392
compactas, 391-392
secas, 391-392
en estratos de roca, 391-392
en suelo variable, 393
grandes, 394-396
movibles de zanjas, 393-394
por anclas de tierra, 396-399
por pilotes soldado, 390f
- Sótano(s), 188-199. *Véase también* Cimentaciones de cajón
apuntalamiento de un, 192f
asentamiento de muros del
apilados, 201f
no apilados, 201f
con pilotes, 85, 199-201
en suelos
alternados de arena y barro, 201f
soportados por roca, 201f
totalmente
de arcilla, 201f
de arena suelta, 201f
para reducir asentamientos, 202
diseño de, 189-191
impermeables, 215-216
losas de, diseño estructural de, 203-208
muro del, 203
en cantiliver, 207f
como contención, 207f
profundos
excavaciones para, 191
movimientos alrededor de, 192f
suelo del, para cargas ligeras, 207f
tanqueado, 218
- Subartesianas, aguas, 14
- Subsidence Engineers Handbook. Véase* Manual para Ingenieros
- Subsuelo
características, 15
exploración del, 19
profundidad del, 189
- Suelo(s)
análisis químico del, 14
ángulo de resistencia al cortante del, 261
arcillosos, 67
fuerza de corte de, 26
mojado de, 125-127
secado de, 125-127
arenosos, 49
asentamientos diferenciales en, 57
blando, 20, 22, 209
excavaciones en, 387f
cenagosos, 15
cohesivos, 50, 67-69, 74t, 156
estabilidad de pendientes en, 378-381
excavaciones apuntaladas en, 404
grupos de pilotes en, 280-281
pilotes
hundidos, 266-271
y colados en sitio en, 271
perforados y colados en sitio en, 271-274
compactados, 18

- comportamiento no lineal de los, 110
- compresibles, 70
 - a un estrato de roca, 202
 - losa de extremos duros para, 173f
- con grava, 26
- con rocas, 26
- condiciones del, 46, 189
 - bajo una losa de flotación, 187f
 - en aguas subterráneas, 463-464
 - para pilotes, 323-324
- congelamiento del, 478
- de alta cohesión, 22
- de baja cohesión, 48
- de estratificación variable, 459
- densidad del, 21-20, 25
- desagüe del, por electroósmosis, 474
- dsecación del, 25
- discontinuidad del, 15
- drenados, 412
- en análisis elástico, 213f
- endurecimiento del
 - electroquímico, 487
 - por electroósmosis, 487
- erosión del, 15
- estabilidad de pendientes en
 - cohesivos, 378-381
 - no cohesivos, 381-383
- estabilización del, 486-487
- estratificados, 14-15, 19-20
 - pilotes en, 274
- explosivos para compactar, 486
- fuerza vertical sobre el, 18
- granulares sueltos, 484
- Gypsíferos, 506
- intermedios entre arena y arcilla, 274
- investigación del, 505-506
- levantamiento del, 283-284
 - circundante, 350
- loess, 132
- matriz de flexibilidad del, 209
- mejoramiento del, por procesos geotécnicos, 483-487
- muestras del, 19-21
- no cohesivos, 66-67, 73-74t
 - asentamiento de cimentaciones en, 87-92
 - cimentaciones en, 155-156
 - excavaciones apuntaladas en, 404
 - grupos de pilotes en, 281-283
 - pilotes
 - aislados hincados en, 260-265
 - hundidos y colados en sitio en, 265-266
 - perforados y colados en sitio en, 266
 - suelos, 260
 - no drenado, 412
 - pilotes
 - anclados en el, 285-286
 - hundidos en
 - de terraplenes, 332-333
 - pedregosos, 332-33
 - por relleno, losas para asentamientos en, 174-175
 - presión activa del, 429
 - proporción de Poisson del, 214
 - protección de la cimentación contra el ataque del, 505-519
 - pruebas
 - de campo para, 15
 - de laboratorio para, 15, 45-46
 - reconsolidación del, 283-284
 - rígidos, 158
 - cimentaciones en, 158
 - sedimentado, 20
 - sótanos con pilotes en, 85, 199-201
 - alternados de arena y barro, 201f
 - soportados por roca, 201f
 - totalmente
 - de arcilla, 201f
 - débil a arcilla rígida, 201f
 - de arena suelta, 201f
 - suelto. Véase Suelo blando
 - sulfatos en los, 506
 - texturas del, 44
 - tipos, 15
 - uso del, 14
 - variable, soporte de excavaciones en, 393
- Sulfatos
 - ataque de, 511
 - cementos super, 515
 - en los suelos, 506
 - clasificación de, 512t
 - protección del concreto contra, 511-516
- Sumidero(s)
 - abiertos, bombeo para, 464-466
 - plantas de, 465
 - bombas de, 465
- centrifugadora autocebador, 465
- colgantes, 465
- de desplazamiento rotativo, 465
- de diafragma
 - con motor de manejo, 465
 - manual, 465
 - neumáticas, 465
 - suspendidas, 465
- Superestructura
 - cuarteaduras de la, 17
 - movimientos de la, 17
- Suspensión
 - de arcilla, 477
 - de bentonita, 194f, 477
 - de cal, 486
- Tablestaca(s), 386
 - celulares, 439-441
 - colapso de la, 396f
 - construcción de ataguías con un muro de, 433-438
 - de acero
 - ataguías de, 424-426
 - en pilotes, 353
 - de apuntalamiento, 430-431
 - de madera
 - ataguías con, 422-423
 - de ranura y lengüeta, 422
 - diques de, 423-424
 - tipos, 422f
 - de tabloncillos ensamblados, 480
 - diseño de ataguías
 - con doble muro de, 438-439
 - con un solo muro de, 426-433
 - excavaciones con, 405-406
 - presión hidrostática en, 405-406
 - Krupp K, 424
 - largueros guía para, 433f
 - martillos vibratorios para hincado de, 434
 - material de relleno para muro de, 438
 - máxima deflexión de muros de, 409t
 - por mitad, método de, 393
 - refuerzo de excavaciones con, 386-399
 - secciones de, 353
 - sobre arcilla, 405
 - soporte con, 389, 394f
 - traslapes cuarteados en, 432
- Tablestacado
 - de acero

de Larssen, 425t
 Frondingham, 426t
 propiedades, 425t
 secciones de, 425t
 sobre agua, 433f
 Taladro, 34-36
 tipos, 35-36
 de diamante colgante, 36
 de núcleo rotatorio, 36
 Highway, 357
 manual, 358
 mecánico, 358
 de carretera, 359f
 perforación con, 357-358
 pilotes inyectados con taladro, 357
 rotatorio, 266, 357
Taliks, 130
 Tamiz, análisis de, 43
 Tanque
 de asentamiento, 20
 de asfalto
 bajo las bases de las columnas,
 217f
 para un muro del sótano, 217f
 sobre los cabezales de los pilotes,
 218f
 Tanqueado
 aplicaciones, 216-218
 de los subsuelos, 216
 impermeabilidad por, 215-218
 materiales de, 216
 sótano, 218
Tell tales. Véase Cimentación, marcacio-
 nes para la, 17
 Temperatura(s)
 altas, movimientos de tierra por, 128
 bajas, contracción de arcillas por, 128
 condiciones de, 129f
 para pilotes, 344
 del asfalto fundido, 216
 en los suelos, 130-132
 Tenazas de excavación, 377
 Tensión
 deformación, relación, 111
 esfuerzo, curva de, 106f, 111f
 Teoría
 de Boussinesq, 159
 ecuación de, 65
 elastoplástica, 112
 Terraplén, 21, 332

filtración a través de, 420f
 pilotes en, 276-279
 relleno de roca, 421
 Terreno(s)
 alojamiento del, 407-410
 asentamiento del, 407-410
 adyacente a las excavaciones, 479-
 482
 bitácora del, 38
 descripción del, 46
 endurecimiento del, 486
 geología del, 46
 investigación del. Véase Sondeos geo-
 físicos
 mejoramiento del, por procesos geo-
 técnicos, 455
 presión del, en el muro anclado, 397
 rellenados
 asentamiento de, 146-148
 cimentaciones en, 146-148
 grupos de pilotes en, 284-285
The structural use of concrete. Véase El
 uso estructural del concreto
 Tiempo de servicio de las estructuras, 80
 Tierra(s)
 para ladrillos, 52
 presión de la, 206. Véase también
 Presión del terreno
 residuales, 205
 resistencia de la, 206. Véase también
 Presión del terreno
Timbering. Véase Armazones de madera
 investigación del, 14-15
 resistencia del, 15
 topografía del, 14-15
 Tiza, 54
 módulos de deformación para la, 104t
 Trabajo en los Reglamentos Especiales de
 Aire Comprimido, 237
 Tubificación, 407
 Tubo(s)
 central de chorro de un pilote, 330
 de acero
 pilotes de, 263, 265, 271, 351-353
 B. S. P., 353
 con soldadura en espiral, 351
 enteros, 351
 para estructuras marítimas,
 352
 para rompeolas, 319

penetración requerida de un,
 310
 relleno de concreto en, 353
 traslapados, 351
 recuperable, 354
 de extracción de fango simple, 37-38
 de lavado, 20
 de muestreo, 19
 de paredes delgadas, 23
 inglés, 22
Shelby, 24
slits poon, 20
 Kelly, 357
 piezométrico. Véase Piezómetro
 respiradero, 145
 roncadores, 233, 247
tremie, 194f, 225, 251, 364, 446-447
 Turba, 52-53

*Unified System of the U.S., Corps of
 Engineers*. Véase Sistema
 Unificado del
 Cuerpo de Ingenieros de los
 Estados Unidos
 Universidad de Cambridge, 113
 Uso del suelo, 14

Valor(es)
 estimado de carga, 59-60, 70-72
 límites
 de deflexión, 81t
 de distorsión, 81t
Variable head test. Véase Prueba de volu-
 men variable
 Varillas de anclaje, 30
 Vegetación, efectos de la, 127
 Ventilador, movimiento en cargas de un,
 151
 Vibraciones
 absorción de, 150-152
 en las cimentaciones, 149-150
 por fuentes externas, 149
 por lo que soportan, 149
 hundimiento de pilotes por, 331
 movimientos de tierra por, 133
 Vibradores
 para consolidar, 133
 pesados, 484
 Vibroflotador, 484f
 operación del, 485f

Viga(s)
 continuas
 cimentaciones de, 169
 diseño estructural de, 169-170
 coronada, 198f
 de cubierta, 369-370
 diseño de, 370f
 inferior, 173
 momento de flexión de una, 369
 precolada de concreto, 370f
 reforzada, 370f
 rigidez de flexión de la, 169
 superior, 173
 T invertida, 169f
 Volcamiento de la pila, 223f
 Volclay, paneles, 216

Winkler
 análisis elástico de
 lineal, 430
 no lineal, 430
 cimentación, 108
 flexionadores, 208, 210
 resorte, 430

Work in Compressed Air Special Regulations. Véase Trabajo en los Reglamentos Especiales de Aire Comprimido

Worm flight auger. Véase Barrenas de vuelo de gusano

Yeso, arenas de, 49
 Young, módulo de, 80f, 106, 109

de la masa del suelo, 214
 del material
 de la losa, 214
 del pilote, 214
 Zanja(s), 18
 de absorción, 480
 de acero, 386
 de alcantarillas, 13
 excavación de, 385, 391
 gravidad de flujo para, 457f
 soportes móviles para, 392-393
 placas de acero para, 399
 profundas, 17
 Zapata(s), 234-236
 aisladas, 18, 158f
 cálculo
 del espesor de una, 165
 del momento de flexión de una, 166-167
 cimentaciones de, 57
 cuadrada, 166f
 de carga excéntrica, 167
 en forma de L, 167
 rectangulares, 167-168
 con carga central, 166-168
 de caucho, 151
 de concreto
 no reforzado, 164-165
 reforzado, 165-168
 detalles del refuerzo para una, 168f
 diseño estructural, 178
 combinadas para columnas de carga no iguales, 169f

exteriores, 168f
 interiores, 168f
 corridas, 17, 158f
 angostas, 18, 161
 cimentación de, 26, 32, 57, 72t-73t
 requisitos de espesor de las, 162-163
 de concreto
 no reforzado, 160-161
 para costados de tres pisos, 118
 para muros de carga, 160-163
 reforzado, 163-164
 en arena, 112f
 poco profunda, 118
 recimentación con, 493-494
 de cajón
 acampanado de la, 236f
 construcción de una, 239f
 estructuras de soporte para una, 241-242
 preparación de lecho para una, 240-241
 profundidad de, 234
 Zonas
 de erosión, 13
 de presión, 18