



# Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

**Braja M. Das**  
Séptima edición



# Fundamentos de ingeniería de cimentaciones

Séptima edición

**BRAJA M. DAS**

**Traducción:**

Ing. Javier León Cárdenas  
Profesor de Ciencias Básicas  
Escuela Superior de Ingeniería Química e Industrias Extractivas  
Instituto Politécnico Nacional

**Revisión Técnica:**

Ing. Miguel Ángel Gómez Casillas  
Presidente de la asignatura de Cimentaciones  
Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura Campus Zacatenco  
Instituto Politécnico Nacional



**Fundamentos de ingeniería  
de cimentaciones**

Séptima edición.  
Braja M. Das

**Presidente de Cengage Learning  
Latinoamérica:**

Fernando Valenzuela Migoya

**Gerente editorial para Latinoamérica:**

Patricia La Rosa

**Gerente de procesos para  
Latinoamérica:**

Claudia Islas Licona

**Gerente de manufactura para  
Latinoamérica:**

Raúl D. Zendejas Espejel

**Coordinadora de producción editorial:**

Abril Vega Orozco

**Coordinador de manufactura:**

Rafael Pérez González

**Editores:**

Sergio R. Cervantes González  
Omar A. Ramírez Rosas

**Diseño de portada:**

Mariana Sierra Enríquez

**Imagen de portada:**

© Ela Kwasniewski | Dreamstime.com  
© Sergeytimo... | Dreamstime.com  
© Ldambies | Dreamstime.com

**Composición tipográfica:**

Hunura Servicios Editoriales

© D.R. 2012 por Cengage Learning Editores, S.A. de C.V., una Compañía de Cengage Learning, Inc.  
Corporativo Santa Fe  
Av. Santa Fe núm. 505, piso 12  
Col. Cruz Manca, Santa Fe  
C.P. 05349, México, D.F.  
Cengage Learning™ es una marca registrada usada bajo permiso.

DERECHOS RESERVADOS. Ninguna parte de este trabajo, amparado por la Ley Federal del Derecho de Autor, podrá ser reproducida, transmitida, almacenada o utilizada en cualquier forma o por cualquier medio, ya sea gráfico, electrónico o mecánico, incluyendo, pero sin limitarse a lo siguiente: fotocopiado, reproducción, escaneo, digitalización, grabación en audio, distribución en internet, distribución en redes de información o almacenamiento y recopilación en sistemas de información, a excepción de lo permitido en el Capítulo III, Artículo 27 de la Ley Federal del Derecho de Autor, sin el consentimiento por escrito de la Editorial.

Traducido del libro *Principles of Foundation Engineering, SI Seventh Edition*

Braja M. Das

Publicado en inglés por Cengage Learning © 2011

ISBN 13: 978-0-495-66812-1

ISBN 10: 0-495-66812-5

Datos para catalogación bibliográfica:

Braja M. Das

*Fundamentos de ingeniería de cimentaciones*

Séptima edición

ISBN: 987-607-481-747-8

Visite nuestro sitio en:

<http://latinoamerica.cengage.com>

# Contenido

## Prefacio xv

### 1

## Propiedades geotécnicas del suelo 1

- 1.1 Introducción 1
  - 1.2 Distribución granulométrica 2
  - 1.3 Límites del tamaño para suelos 5
  - 1.4 Relaciones peso-volumen 5
  - 1.5 Densidad relativa 10
  - 1.6 Límites de Atterberg 15
  - 1.7 Índice de liquidez 16
  - 1.8 Actividad 17
  - 1.9 Sistemas de clasificación de suelos 17
  - 1.10 Permeabilidad hidráulica del suelo 25
  - 1.11 Filtración en régimen establecido 28
  - 1.12 Esfuerzo efectivo 30
  - 1.13 Consolidación 32
  - 1.14 Cálculo del asentamiento por consolidación primario 37
  - 1.15 Rapidez de consolidación 38
  - 1.16 Grado de consolidación ante carga de rampa 44
  - 1.17 Resistencia al corte 47
  - 1.18 Prueba de compresión simple 52
  - 1.19 Comentarios sobre el ángulo de fricción,  $\phi'$  54
  - 1.20 Correlaciones para la resistencia cortante no drenada,  $C_u$  57
  - 1.21 Sensitividad 57
- Problemas 58
- Referencias 62

## Depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo 64

### 2.1 Introducción 64

#### *Depósitos naturales de suelo 64*

### 2.2 Origen del suelo 64

### 2.3 Suelo residual 66

### 2.4 Suelo transportado por gravedad 67

### 2.5 Depósitos aluviales 68

### 2.6 Depósitos lacustres 70

### 2.7 Depósitos glaciares 70

### 2.8 Depósitos eólicos de suelos 71

### 2.9 Suelo orgánico 73

### 2.10 Algunos nombres locales para suelos 73

#### *Exploración subsuperficial 74*

### 2.11 Propósito de la exploración subsuperficial 74

### 2.12 Programa de exploración subsuperficial 74

### 2.13 Perforaciones exploratorias en el campo 77

### 2.14 Procedimientos para muestreo del suelo 81

### 2.15 Muestreo con media caña 81

### 2.16 Muestreo con cucharón escarbador 89

### 2.17 Muestreo con tubo de pared delgada 90

### 2.18 Muestreo con muestreador de pistón 92

### 2.19 Observación de los niveles de agua freática 92

### 2.20 Prueba de corte con veleta 94

### 2.21 Prueba de penetración del cono 98

### 2.22 Prueba del presurímetro (PMT) 107

### 2.23 Prueba del dilatómetro 110

### 2.24 Extracción de núcleos de roca 113

### 2.25 Preparación de los registros de perforación 117

### 2.26 Exploración geofísica 118

### 2.27 Reporte de la exploración del subsuelo 126

### Problemas 126

### Referencias 130

## Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última 133

### 3.1 Introducción 133

### 3.2 Concepto general 133

### 3.3 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi 136

### 3.4 Factor de seguridad 140

- 3.5 Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático 142
  - 3.6 Ecuación general de la capacidad de carga 143
  - 3.7 Estudios de casos sobre la capacidad de carga última 148
  - 3.8 Efecto de la compresibilidad del suelo 153
  - 3.9 Cimentaciones cargadas excéntricamente 157
  - 3.10 Capacidad de carga última ante carga excéntrica—excentricidad en un sentido 159
  - 3.11 Capacidad de carga—excentricidad en dos sentidos 165
  - 3.12 Capacidad de carga de una cimentación continua sometida a carga excéntrica inclinada 173
- Problemas 177
- Referencias 179

## 4

## Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales: casos especiales 181

- 4.1 Introducción 181
  - 4.2 Cimentación soportada por un suelo con base rígida a poca profundidad 181
  - 4.3 Capacidad de carga de suelos estratificados: suelo más fuerte sobre suelo más débil 190
  - 4.4 Capacidad de carga de un suelo estratificado: suelo más débil sobre un suelo más fuerte 198
  - 4.5 Cimentaciones espaciadas estrechamente—Efecto sobre la capacidad de carga última 200
  - 4.6 Capacidad de carga de cimentaciones sobre la parte superior de un talud 203
  - 4.7 Capacidad de carga sísmica de una cimentación en el borde de un talud de suelo granular 209
  - 4.8 Capacidad de carga de cimentaciones sobre un talud 210
  - 4.9 Cimentaciones sobre roca 212
  - 4.10 Capacidad de levantamiento de cimentaciones 213
- Problemas 219
- Referencias 221

## 5

## Cimentaciones superficiales: capacidad de carga y asentamiento permisibles 223

- 5.1 Introducción 223

---

*Incremento del esfuerzo vertical en una masa de suelo causado por carga de la cimentación 224*

- 5.2 Esfuerzo debido a una carga concentrada 224
- 5.3 Esfuerzo debido a un área circularmente cargada 224

- 5.4 Esfuerzo debajo de un área rectangular 226
- 5.5 Incremento promedio del esfuerzo vertical debido a un área rectangularmente cargada 232
- 5.6 Incremento del esfuerzo bajo un terraplén 236
- 5.7 Solución de Westergaard para el esfuerzo vertical debido a una carga puntual 240
- 5.8 Distribución del esfuerzo para material de Westergaard 241

---

*Asentamiento elástico 243*

- 5.9 Asentamiento elástico de cimentaciones sobre arcilla saturada ( $\mu_s = 0.5$ ) 243
- 5.10 Asentamiento basado en la teoría de la elasticidad 245
- 5.11 Ecuación mejorada para el asentamiento elástico 254
- 5.12 Asentamiento de suelo arenoso: uso del factor de influencia de la deformación unitaria 258
- 5.13 Asentamiento de una cimentación sobre arena basado en la resistencia a la penetración estándar 263
- 5.14 Asentamiento en suelo granular basado en la prueba del presurímetro (PMT) 267

---

*Asentamiento por consolidación 273*

- 5.15 Relaciones del asentamiento por consolidación primaria 273
- 5.16 Efecto tridimensional sobre el asentamiento por consolidación primaria 274
- 5.17 Asentamiento debido a la consolidación secundaria 278
- 5.18 Prueba de carga en campo 280
- 5.19 Capacidad de carga presupuesta 282
- 5.20 Asentamientos tolerables de edificios 283

Problemas 285

Referencias 288

## **6**

### **Losas de cimentación 291**

- 6.1 Introducción 291
- 6.2 Zapatas corridas 291
- 6.3 Tipos comunes de losas de cimentación 294
- 6.4 Capacidad de carga de losas de cimentación 296
- 6.5 Asentamientos diferenciales de losas de cimentación 299
- 6.6 Observaciones del asentamiento en campo de losas de cimentación 300
- 6.7 Cimentación compensada 300
- 6.8 Diseño estructural de losas de cimentación 304

Problemas 322

Referencias 323

## 7

**Presión lateral de tierra 324**

- 7.1 Introducción 324
- 7.2 Presión lateral en reposo de tierra 325

*Presión activa 328*

- 7.3 Presión activa de tierra de Rankine 328
- 7.4 Caso generalizado para la presión activa de Rankine 334
- 7.5 Presión activa de tierra de Coulomb 340
- 7.6 Presión lateral de tierra debida a una sobrecarga 348
- 7.7 Presión activa de tierra para condiciones sísmicas 350
- 7.8 Presión activa por rotación del muro con respecto a su parte superior:  
Corte apuntalado 355
- 7.9 Presión activa de tierra por traslación del muro de retención:  
Relleno granular 357

*Presión pasiva 360*

- 7.10 Presión pasiva de tierra de Rankine 360
  - 7.11 Presión pasiva de tierra de Rankine: Cara posterior vertical y relleno  
inclinado 363
  - 7.12 Presión pasiva de tierra de Coulomb 365
  - 7.13 Comentarios sobre la suposición de la superficie de falla para los cálculos  
de la presión de Coulomb 366
  - 7.14 Presión pasiva en condiciones sísmicas 370
- Problemas 371
- Referencias 373

## 8

**Muros de retención 375**

- 8.1 Introducción 375

*Muros de gravedad y en voladizo 377*

- 8.2 Dimensionamiento de muros de retención 377
- 8.3 Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño 378
- 8.4 Estabilidad de muros de retención 380
- 8.5 Revisión por volcamiento 382
- 8.6 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base 384
- 8.7 Revisión por falla por capacidad de carga 387
- 8.8 Juntas de construcción y drenaje del relleno 396
- 8.9 Diseño de muros de retención de gravedad por condición sísmica 399
- 8.10 Comentarios sobre el diseño de muros de retención y estudio  
de un caso 402

*Muros de retención estabilizados mecánicamente* 405

- 8.11 Refuerzo del suelo 405
  - 8.12 Consideraciones en el refuerzo de suelo 406
  - 8.13 Consideraciones generales de diseño 409
  - 8.14 Muros de retención con refuerzo de tiras metálicas 410
  - 8.15 Procedimiento de diseño paso a paso utilizando un refuerzo de tiras metálicas 417
  - 8.16 Muros de retención con refuerzo geotextil 422
  - 8.17 Muros de retención con refuerzo de geomallas: generalidades 428
  - 8.18 Procedimiento de diseño para un muro de retención reforzado con geomallas 428
- Problemas 433
- Referencias 435

**9**

**Muros de tablestacas** 437

- 9.1 Introducción 437
  - 9.2 Métodos de construcción 441
  - 9.3 Muros de tablestacas en voladizo 442
  - 9.4 Tablestacas en voladizo que penetran suelos arenosos 442
  - 9.5 Casos especiales de muros en voladizo que penetran un suelo arenoso 449
  - 9.6 Tablestacas en voladizo que penetran arcilla 452
  - 9.7 Casos especiales para muros en voladizo que penetran arena 457
  - 9.8 Muros de tablestacas ancladas 460
  - 9.9 Método de apoyo simple en tierra para penetración en suelo arenoso 461
  - 9.10 Gráficas de diseño para el método de apoyo simple en tierra (penetración en suelo arenoso) 465
  - 9.11 Reducción del momento para muros de tablestacas ancladas 469
  - 9.12 Método computacional del diagrama de presión para penetración en suelo arenoso 472
  - 9.13 Método de apoyo empotrado en tierra para penetración en suelo arenoso 476
  - 9.14 Observaciones de campo para muros de tablestacas ancladas 479
  - 9.15 Método de apoyo simple en tierra para penetración en arcilla 482
  - 9.16 Anclas 486
  - 9.17 Capacidad de retención de placas de anclaje en arena 488
  - 9.18 Capacidad de retención de placas de anclaje en arcilla (condición  $\phi = 0$ ) 495
  - 9.19 Resistencia última de tirantes 495
- Problemas 497
- Referencias 500

## 10

## Cortes apuntalados 501

- 10.1 Introducción 501
  - 10.2 Envoltente de presión para el diseño de cortes apuntalados 502
  - 10.3 Envoltente de presión para cortes en suelo estratificado 506
  - 10.4 Diseño de varios componentes de un corte apuntalado 507
  - 10.5 Estudios de casos de cortes apuntalados 515
  - 10.6 Levantamiento del fondo de un corte en arcilla 520
  - 10.7 Estabilidad del fondo de un corte en arena 524
  - 10.8 Cedencia lateral de tablestacas y asentamiento del terreno 529
- Problemas 531
- Referencias 533

## 11

## Cimentaciones con pilotes 535

- 11.1 Introducción 535
- 11.2 Tipos de pilotes y sus características estructurales 537
- 11.3 Estimación de la longitud del pilote 546
- 11.4 Instalación de pilotes 548
- 11.5 Mecanismos de transferencia de carga 551
- 11.6 Ecuaciones para estimar la capacidad de un pilote 554
- 11.7 Método de Meyerhof para estimar  $Q_p$  557
- 11.8 Método de Vesic para estimar  $Q_p$  560
- 11.9 Método de Coyle y Castello para estimar  $Q_p$  en arena 563
- 11.10 Correlaciones para calcular  $Q_p$  con resultados SPT y CPT 567
- 11.11 Resistencia por fricción ( $Q_s$ ) en arena 568
- 11.12 Resistencia por fricción (superficial) en arcilla 575
- 11.13 Capacidad de carga de punta de pilotes sobre roca 579
- 11.14 Pruebas de carga en pilotes 583
- 11.15 Asentamiento elástico de pilotes 588
- 11.16 Pilotes cargados lateralmente 591
- 11.17 Fórmulas para el hincado de pilotes 606
- 11.18 Capacidad de pilotes para pilotes hincados por vibración 611
- 11.19 Fricción superficial negativa 613

*Grupos de pilotes 617*

- 11.20 Eficiencia de grupo 617
  - 11.21 Capacidad última de grupos de pilotes en arcilla saturada 621
  - 11.22 Asentamiento elástico de grupo de pilotes 624
  - 11.23 Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes 626
  - 11.24 Pilotes en roca 629
- Problemas 629
- Referencias 634

**12**

**Cimentaciones con pilas perforadas 637**

- 12.1 Introducción 637
- 12.2 Tipos de pilas perforadas 638
- 12.3 Procedimientos de construcción 639
- 12.4 Otras consideraciones de diseño 645
- 12.5 Mecanismo de transferencia de carga 646
- 12.6 Estimación de la capacidad de soporte de carga 646
- 12.7 Pilas perforadas en suelo granular: capacidad de soporte de carga 648
- 12.8 Capacidad de soporte de carga basada en el asentamiento 652
- 12.9 Pilas perforadas en arcilla: capacidad de soporte de carga 661
- 12.10 Capacidad de soporte de carga con base en el asentamiento 663
- 12.11 Asentamiento de pilas perforadas ante carga de trabajo 668
- 12.12 Capacidad de soporte de carga lateral: método de la carga y del momento característicos 670
- 12.13 Pilas perforadas prolongadas hasta la roca 679
- Problemas 681
- Referencias 685

**13**

**Cimentaciones en suelos difíciles 686**

- 13.1 Introducción 686

*Suelo colapsable 686*

- 13.2 Definición y tipos de suelos colapsables 686
- 13.3 Parámetros físicos para la identificación de suelos colapsables 687
- 13.4 Procedimiento para calcular el asentamiento de colapso 691
- 13.5 Diseño de cimentaciones en suelos no susceptibles a humedecerse 692
- 13.6 Diseño de cimentaciones en suelos susceptibles a humedecerse 694

*Suelos expansivos 695*

- 13.7 Naturaleza general de los suelos expansivos 695
- 13.8 Prueba de expansión simple 699
- 13.9 Prueba de presión de expansión 700
- 13.10 Clasificación de suelos expansivos con base en pruebas índice 705
- 13.11 Consideraciones de cimentación para suelos expansivos 708
- 13.12 Construcción sobre suelos expansivos 711

*Rellenos sanitarios 716*

- 13.13 Naturaleza general de los rellenos sanitarios 716
- 13.14 Asentamiento de rellenos sanitarios 717
- Problemas 719
- Referencias 720

**14****Mejoramiento del suelo y modificación del terreno 722**

- 14.1** Introducción 722
- 14.2** Principios generales de compactación 723
- 14.3** Compactación en campo 727
- 14.4** Control de la compactación para barreras hidráulicas de arcilla 730
- 14.5** Vibroflotación 732
- 14.6** Voladura 739
- 14.7** Precompresión 739
- 14.8** Drenes de arena 745
- 14.9** Drenes prefabricados verticales 756
- 14.10** Estabilización con cal 760
- 14.11** Estabilización con cemento 764
- 14.12** Estabilización con ceniza muy fina 766
- 14.13** Columnas de roca 767
- 14.14** Pilotes de compactación de arena 772
- 14.15** Compactación dinámica 774
- 14.16** Lechadeado a chorro 776
- Problemas 778
- Referencias 781

**Respuestas a problemas seleccionados 783****Índice 789**



## Prefacio

La ingeniería de mecánica de suelos y cimentaciones se ha desarrollado muy rápido durante los últimos cincuenta años. Mediante investigaciones y observaciones intensivas en el campo y en el laboratorio se ha refinado y mejorado la ciencia del diseño de cimentaciones. Originalmente publicado en el otoño de 1983 y estableciendo sus derechos de autor en 1984, este libro sobre los principios de la ingeniería de cimentaciones ya está en la actualidad en su séptima edición. El uso de este libro en todo el mundo ha aumentado en gran medida al paso de los años; también se ha traducido a varios idiomas. En cada una de las ediciones del libro se han incorporado temas nuevos y mejorados que se han publicado en varias revistas especializadas y en memorias de congresos.

*Principios de ingeniería de cimentaciones* está enfocado principalmente a los estudiantes universitarios de ingeniería civil. En el primer capítulo, sobre propiedades geotécnicas del suelo, se repasan los temas cubiertos en un curso introductorio de mecánica de suelos, que es un prerrequisito para el curso de ingeniería de cimentaciones. El libro consta de catorce capítulos con ejemplos y problemas, y una sección de respuestas para problemas seleccionados. Los capítulos están en su mayoría dedicados a los aspectos geotécnicos del diseño de cimentaciones. En la obra se utilizan tanto unidades del sistema internacional (SI) como unidades del sistema inglés.

Dado que en el libro se introduce la aplicación de conceptos fundamentales del análisis y diseño de cimentaciones para estudiantes de ingeniería civil, las deducciones matemáticas no siempre se presentan; en cambio, sólo se dan las formas finales de las ecuaciones pertinentes. Al final de cada capítulo se proporciona una lista de referencias para su consulta y obtener más información.

Cada capítulo contiene muchos problemas de ejemplo que ayudan a los estudiantes a comprender la aplicación de las ecuaciones y las gráficas. Para comprender y visualizar mejor las ideas y prácticas de campo, se han agregado cerca de 30 fotografías nuevas en esta edición.

Al final de cada capítulo también se proporciona una cantidad de problemas prácticos. Las respuestas para algunos de estos problemas se dan al final del libro.

La siguiente es una vista general breve de los cambios respecto a la sexta edición.

- En varias partes del libro la presentación se ha reorganizado minuciosamente para su mejor comprensión.
- Se agregó una variedad de nuevos estudios de casos para familiarizar a los estudiantes con las divergencias de la teoría a la práctica.
- En el capítulo 1 sobre propiedades geotécnicas del suelo se agregaron secciones nuevas sobre el índice de liquidez y la actividad. Se amplió el análisis sobre la permeabilidad hidráulica de la arcilla, la densidad relativa y el ángulo de fricción de suelos granulares.
- En el capítulo 2 se amplió el tratamiento del proceso de intemperismo de rocas, depósitos naturales de suelo y exploración del subsuelo.

- En el capítulo 3 (Cimientos superficiales: Capacidad de carga última), se agregó un nuevo estudio de caso sobre la falla de la capacidad de carga en arcilla saturada suave. También se incluyó el *método del factor de reducción* para estimar la capacidad de carga última de cimentaciones continuas cargadas excéntricamente sobre un suelo granular.
- El capítulo 4, Capacidad de carga última de cimentaciones superficiales: casos especiales, tiene secciones nuevas sobre la capacidad de carga última de suelos débiles debajo de un suelo más resistente, la capacidad de carga sísmica de una cimentación en el borde de un talud de suelo granular, cimentaciones sobre rocas y la solución del esfuerzo característico del esfuerzo para cimentaciones ubicadas en la parte superior de taludes granulares.
- En el capítulo 5 sobre capacidad de carga y asentamiento permisibles se adicionó la distribución del esfuerzo debido a una carga puntual y a áreas circulares y rectangulares uniformemente cargadas sobre la superficie de un material de tipo Westergaard. En este capítulo también se incluye el procedimiento para estimar el asentamiento de cimentaciones con base en los resultados de prueba del presurímetro.
- La presión lateral de tierra debida a una sobrecarga sobre estructuras de retención sin cedencia se incluye ahora en el capítulo 7 (Presión lateral de tierra). En este capítulo también se incluye la solución para la presión pasiva de tierra sobre un muro de retención con cara posterior inclinada y relleno granular horizontal utilizando el método de las rebanadas triangulares.
- El capítulo 8 sobre muros de retención tiene un nuevo estudio de caso. Se proporciona un nuevo análisis sobre el procedimiento de diseño para muros de retención reforzados con geomallas.
- El capítulo 9 sobre muros de tablestacas tiene una sección nueva sobre la capacidad de contención de las placas de anclaje con base en la solución del esfuerzo característico.
- Se han adicionado dos estudios de casos al capítulo sobre cortes apuntalados (capítulo 10).
- El capítulo sobre cimentaciones con pilotes (capítulo 11) se ha organizado minuciosamente para su mejor comprensión.
- Con base en publicaciones recientes, se han hecho nuevas recomendaciones para estimar la capacidad de soporte de carga de pilas perforadas que se extienden hasta una roca (capítulo 12).

Como saben mis colegas en el área de la ingeniería geotécnica, el análisis y diseño de cimentaciones no sólo es un asunto de aplicar teorías, ecuaciones y gráficas de un libro de texto. Los perfiles de los suelos que se encuentran en la naturaleza son pocas veces homogéneos, elásticos e isotrópicos. El juicio educado necesario para aplicar de manera correcta las teorías, ecuaciones y gráficas para la evaluación de suelos, cimentaciones y diseño de cimentaciones no se puede enfatizar demasiado o enseñar por completo en un aula de clase. La experiencia de campo debe complementar el trabajo del aula de clases.

Las personas siguientes fueron muy amables en compartir algunas fotografías que se han incluido en esta nueva edición.

- Profesor A.S. Wayal, K.J. Somayia Polytechnic, Mumbai, India
- Profesor Sanjeev Kumar, Southern Illinois University, Carbondale, Illinois.
- Sr. Paul J. Koszarek, Professional Service Industries, Inc., Waukesha, Wisconsin
- Profesor Khaled Sobhan, Florida Atlantic University, Boca Raton, Florida
- Profesor Jean-Louis Briaud, Texas A&M University, College Station, Texas
- Dr. Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California
- Sr. Jon Ridgeway, Tensar International, Atlanta, Georgia
- Profesor N. Sivakugan, James Cook University, Townsville, Queensland, Australia
- Profesor Anand J. Puppala, University of Texas en Arlington, Arlington, Texas
- Profesor Thomas M. Petry, Missouri University of Science and Technology, Rolla, Missouri

Mi agradecimiento a Neil Belk, estudiante de postgrado en la University of North Carolina en Charlotte y a Jennifer Nicks, estudiante de posgrado en la Texas A&M University, College Station, Texas, por su ayuda durante la preparación de esta edición revisada. También estoy agradecido por varias sugerencias valiosas con el Profesor Adel S. Saada de la Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

Gracias a Chris Carson, Executive Director, Global Publishing Program, Hilda Gowans, Senior Development Editor, Engineering, Cengage Learning, Lauren Betsos, Marketing Manager y a Rose Kernan de RPK Editorial Services por su interés y paciencia durante la revisión y producción del manuscrito.

Durante los últimos 27 años mi principal fuente de inspiración ha sido la energía inmensurable de mi esposa, Janice. Estoy muy agradecido por su ayuda continua en el desarrollo del libro original y de sus seis revisiones subsiguientes.

Braja M. Das



# 3

## Cimentaciones superficiales: capacidad de carga última

### 3.1 Introducción

Para que las cimentaciones superficiales tengan un desempeño satisfactorio deben tener dos características principales:

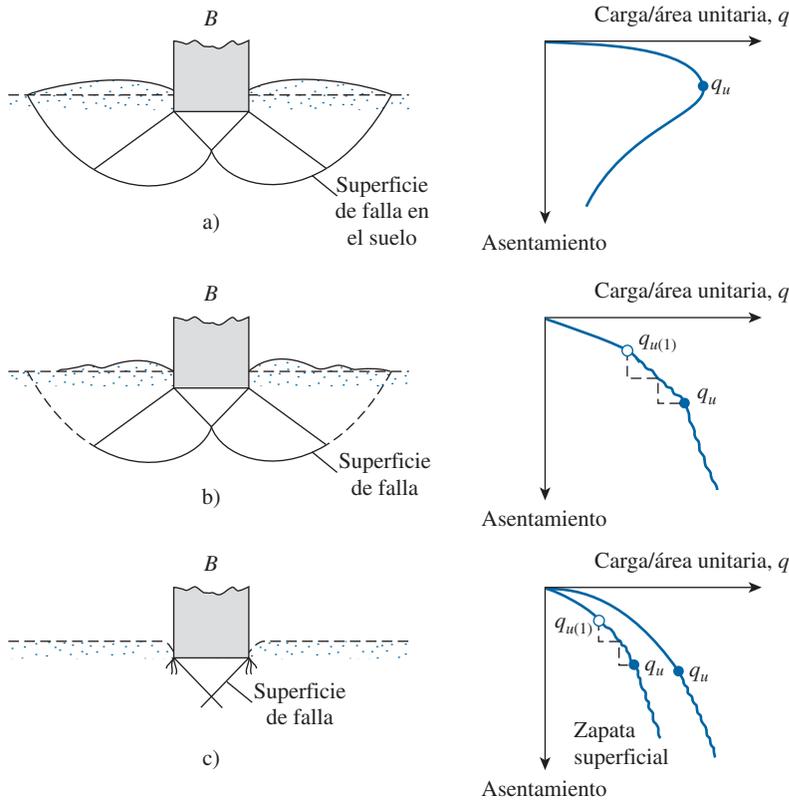
1. Tienen que ser seguras contra la falla general por corte del suelo que las soporta.
2. No pueden experimentar un desplazamiento, o un asentamiento excesivo. (El término *excesivo* es relativo, debido a que el grado de asentamiento permitido para una estructura depende de varias consideraciones).

La carga por área unitaria de la cimentación a la que ocurre la falla por corte en un suelo se denomina *capacidad de carga última*, que es el tema de este capítulo.

### 3.2 Concepto general

Considere un cimentación corrida con un ancho  $B$  que se apoya sobre la superficie de una arena densa o suelo cohesivo rígido, como se muestra en la figura 3.1a. Ahora, si se aplica una carga gradualmente a la cimentación, el asentamiento se incrementará. La variación de la carga por área unitaria ( $q$ ) sobre la cimentación con el asentamiento de la cimentación también se muestra en la figura 3.1a. En cierto punto, cuando la carga por área unitaria es igual a  $q_u$ , ocurrirá una falla repentina en el suelo que soporta la cimentación y la superficie de falla en el suelo se extenderá hasta la superficie del terreno. A esta carga por área unitaria,  $q_u$ , suele referirse como *capacidad de carga última de la cimentación*. Cuando este tipo de falla repentina ocurre en el suelo, se denomina *falla general por corte*.

Si la cimentación en consideración se apoya sobre un suelo de arena o arcillosos de compactación media (figura 3.1b), un incremento en la carga sobre la cimentación también se acompañará por un incremento en el asentamiento. Sin embargo, en este caso la superficie de falla en el suelo se extenderá gradualmente hacia fuera desde la cimentación, como se muestra por las líneas continuas en la figura 3.1b. Cuando la carga por área unitaria sobre la cimentación es igual a  $q_{u(1)}$ , el movimiento de la cimentación se acompañará por sacudidas repentinas. Entonces se requiere de un movimiento considerable de la cimentación para que la superficie de falla en el suelo se extienda hasta la superficie del terreno (como se muestra por las líneas discontinuas en la figura). La carga por área unitaria a la que esto sucede es la *capacidad de carga última*,  $q_u$ . Más allá de



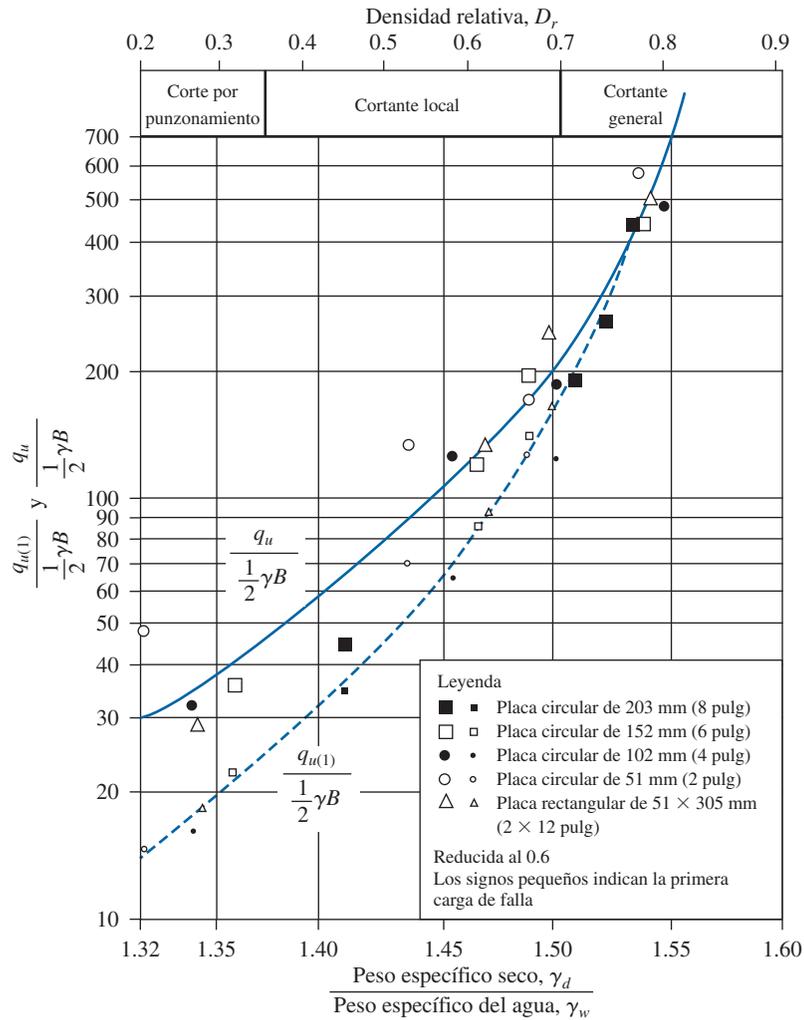
**Figura 3.1** Naturaleza de la falla por capacidad de carga del suelo: a) falla general por corte; b) falla local por corte; c) falla de corte por punzonamiento (vuelta a dibujar según Vesic, 1973). [Vesic, A.S. (1973). “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73. Con permiso de la ASCE].

este punto, un incremento en la carga se acompaña por un gran incremento en el asentamiento de la cimentación. A la carga por área unitaria de la cimentación,  $q_{u(1)}$ , se le refiere como *primera carga de falla* (Vesic, 1963). Observe que un valor pico de  $q$  no se presenta en este tipo de falla, lo que se denomina *falla local por corte* en el suelo.

Si la cimentación está soportada por un suelo muy suelto, la gráfica carga-asentamiento será como la de la figura 3.1c. En este caso, la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la superficie del terreno. Más allá de la carga última de falla,  $q_u$ , la gráfica carga-asentamiento será muy pronunciada y prácticamente lineal. Este tipo de falla en el suelo se denomina *falla de corte por punzonamiento*.

Vesic (1963) realizó varias pruebas de laboratorio de capacidad de carga sobre placas circulares y rectangulares soportadas por arena a varias densidades relativas de compactación,  $D_r$ . Las variaciones de  $q_{u(1)}/\frac{1}{2}\gamma B$  y  $q_u/\frac{1}{2}\gamma B$  obtenidas de estas pruebas, donde  $B$  es el diámetro de una placa circular o el ancho de una placa rectangular y  $\gamma$  es el peso específico de la arena, se muestran en la figura 3.2. Es importante observar a partir de esta figura que, para  $D_r \geq$  aproximadamente 70%, ocurre en el suelo el tipo de falla general por corte.

Con base en resultados experimentales, Vesic (1973) propuso una relación para el modo de falla por capacidad de carga de cimentaciones que se apoyan sobre arenas. En la figura 3.3 se muestra esta relación, que comprende la notación



**Figura 3.2** Variación de  $q_{u(1)}/0.5\gamma B$  y  $q_u/0.5\gamma B$  para placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena. (Adaptada de Vesic, 1963). (De Vesic, A. B. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. En Highway Research Record 39, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, Figura 28, p. 137. Reproducida con permiso del Transportation Research Board.)

$D_r$  = densidad relativa de la arena

$D_f$  = profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno

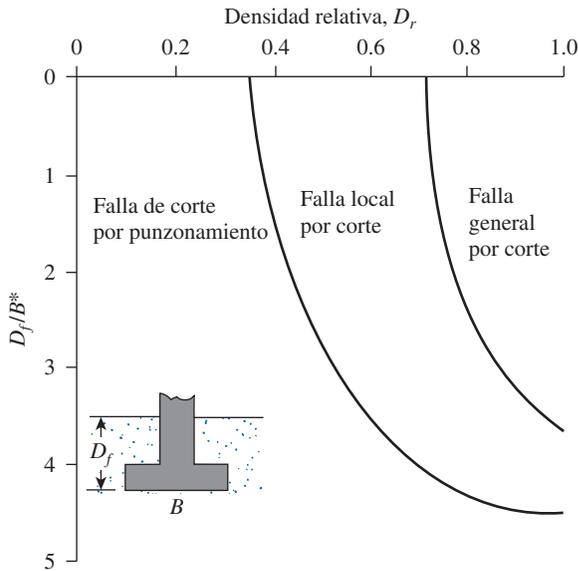
$$B^* = \frac{2BL}{B + L} \tag{3.1}$$

donde

$B$  = ancho de la cimentación

$L$  = longitud de la cimentación

(Nota:  $L$  siempre es mayor que  $B$ .)



**Figura 3.3** Modos de falla de una cimentación en arena (según Vesic, 1973). [Vesic, A.S. (1973). “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations”, *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 99, núm. SM1, pp. 45-73. Con permiso de la ASCE].

Para cimentaciones cuadradas,  $B = L$ ; para cimentaciones circulares,  $B = L =$  diámetro, por lo tanto,

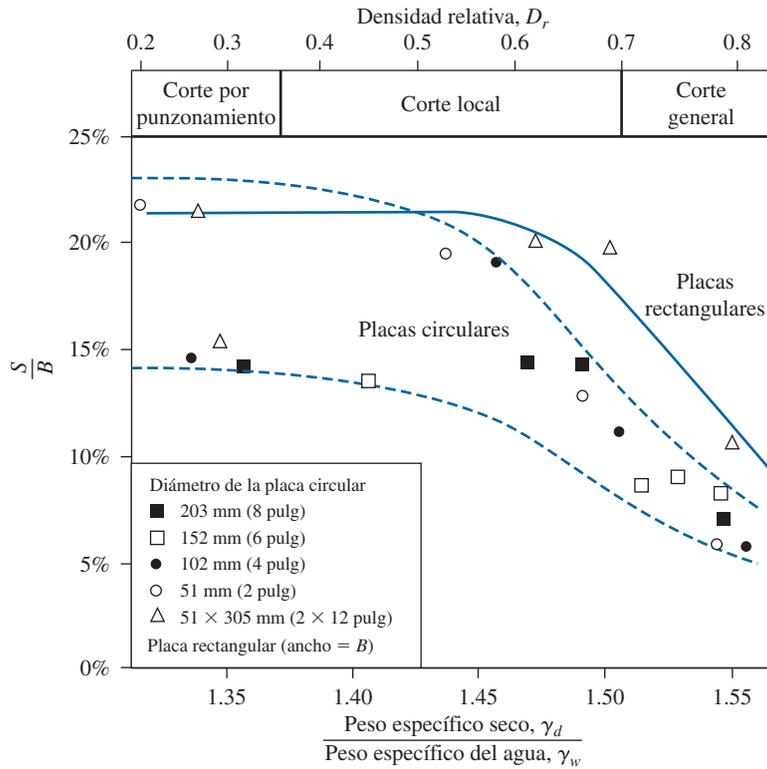
$$B^* = B \tag{3.2}$$

En la figura 3.4 se muestra el asentamiento  $S$  de las placas circulares y rectangulares sobre la superficie de una arena ante *carga última*, como se describe en la figura 3.2. En la figura se indica un intervalo general de  $S/B$  con la densidad relativa de compactación de la arena. Por consiguiente, en general se puede decir que, para cimentaciones a una profundidad superficial (es decir, para una  $D_f/B^*$  pequeña), la carga última puede ocurrir a un asentamiento de la cimentación de 4 a 10% de  $B$ . Esta condición se origina junto con la falla general por corte en el suelo; sin embargo, en el caso de falla local por corte o por punzonamiento, la carga última puede ocurrir a un asentamiento de 15 a 25% del ancho de la cimentación ( $B$ ).

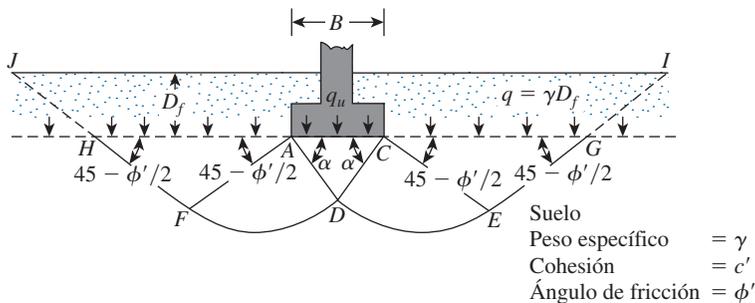
### 3.3 Teoría de la capacidad de carga de Terzaghi

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es *superficial* si su profundidad,  $D_f$  (figura 3.5), es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con  $D_f$  igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como *cimentaciones superficiales*.

Terzaghi sugirió que para una *cimentación continua o corrida* (es decir, cuando su relación ancho a longitud tiende a cero), la superficie de falla en el suelo ante carga última se puede suponer similar a la que se muestra en la figura 3.5. (Observe que este es el caso de falla general por corte según se define en la figura 3.1a). El efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente,  $q = \gamma D_f$  (donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo). La zona de falla bajo la cimentación se puede separar en tres partes (consulte la figura 3.5):



**Figura 3.4** Intervalo del asentamiento de placas circulares y rectangulares ante carga última ( $D_f/B = 0$ ) en arena (modificada según Vesic, 1963). (De Vesic, A. B., Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. En Highway Research Record 39, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1963, Figura 29, p. 138. Reproducida con permiso del Transportation Research Board.)



**Figura 3.5** Falla por capacidad de carga en un suelo bajo una cimentación rígida continua (corrida).

1. La zona triangular  $ACD$  inmediatamente abajo de la cimentación.
2. Las zonas de radiales de corte  $ADF$  y  $CDE$ , con las curvas  $DE$  y  $DF$  como arcos de una espiral logarítmica.
3. Dos zonas triangulares pasivas de Rankine  $FH$  y  $CEG$ .

Los ángulos  $CAD$  y  $ACD$  se suponen iguales al ángulo de fricción del suelo  $\phi'$ . Observe que, con el reemplazo del suelo arriba del fondo de la cimentación por una sobrecarga equivalente  $q$ , se ignoró la resistencia cortante del suelo a lo largo de las superficies de falla  $GI$  y  $HJ$ .

Aplicando un análisis de equilibrio, Terzaghi expresó la capacidad de carga última en la forma

$$q_u = c'N_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación continua o corrida}) \quad (3.3)$$

donde

$c'$  = cohesión del suelo

$\gamma$  = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo  $\phi'$

Los factores de capacidad de carga  $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  se definen mediante las expresiones

$$N_c = \cot \phi' \left[ \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan \phi'}}{2 \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)} - 1 \right] = \cot \phi' (N_q - 1) \quad (3.4)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi'/2)\tan \phi'}}{2 \cos^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (3.5)$$

y

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi' \quad (3.6)$$

donde  $K_{p\gamma}$  = coeficiente de presión pasiva.

Las variaciones de los factores de capacidad de carga definidos por las ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6) se dan en la tabla 3.1.

Para estimar la capacidad de carga última de *cimentaciones cuadradas y circulares*, la ecuación (3.1) se puede modificar respectivamente a

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (3.7)$$

**Tabla 3.1** Factores de capacidad de carga de Terzaghi — ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6).  
De Kumbhojkar (1993).

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma^a$
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

<sup>a</sup>De Kumbhojkar (1993).

y

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (3.8)$$

En la ecuación (3.7),  $B$  es igual a la dimensión de cada lado de la cimentación; en la ecuación (3.8),  $B$  es igual al diámetro de la cimentación.

Para cimentaciones que presentan el modo de falla local por corte en suelos, Terzaghi sugirió las modificaciones siguientes para las ecuaciones (3.3), (3.7) y (3.8):

$$q_u = \frac{2}{3}c'N'_c + qN'_q + \frac{1}{2}\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación continua}) \quad (3.9)$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.4\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación cuadrada}) \quad (3.10)$$

$$q_u = 0.867c'N'_c + qN'_q + 0.3\gamma BN'_\gamma \quad (\text{cimentación circular}) \quad (3.11)$$

**Tabla 3.2** Factores de capacidad de carga modificados de Terzaghi  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$ .

$\phi'$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$	$\phi'$	$N'_c$	$N'_q$	$N'_\gamma$
0	5.70	1.00	0.00	26	15.53	6.05	2.59
1	5.90	1.07	0.005	27	16.30	6.54	2.88
2	6.10	1.14	0.02	28	17.13	7.07	3.29
3	6.30	1.22	0.04	29	18.03	7.66	3.76
4	6.51	1.30	0.055	30	18.99	8.31	4.39
5	6.74	1.39	0.074	31	20.03	9.03	4.83
6	6.97	1.49	0.10	32	21.16	9.82	5.51
7	7.22	1.59	0.128	33	22.39	10.69	6.32
8	7.47	1.70	0.16	34	23.72	11.67	7.22
9	7.74	1.82	0.20	35	25.18	12.75	8.35
10	8.02	1.94	0.24	36	26.77	13.97	9.41
11	8.32	2.08	0.30	37	28.51	15.32	10.90
12	8.63	2.22	0.35	38	30.43	16.85	12.75
13	8.96	2.38	0.42	39	32.53	18.56	14.71
14	9.31	2.55	0.48	40	34.87	20.50	17.22
15	9.67	2.73	0.57	41	37.45	22.70	19.75
16	10.06	2.92	0.67	42	40.33	25.21	22.50
17	10.47	3.13	0.76	43	43.54	28.06	26.25
18	10.90	3.36	0.88	44	47.13	31.34	30.40
19	11.36	3.61	1.03	45	51.17	35.11	36.00
20	11.85	3.88	1.12	46	55.73	39.48	41.70
21	12.37	4.17	1.35	47	60.91	44.45	49.30
22	12.92	4.48	1.55	48	66.80	50.46	59.25
23	13.51	4.82	1.74	49	73.55	57.41	71.45
24	14.14	5.20	1.97	50	81.31	65.60	85.75
25	14.80	5.60	2.25				

$N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$ , los factores de capacidad de carga modificados, se pueden calcular utilizando las ecuaciones de los factores de capacidad de carga (para  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$ , respectivamente) reemplazando  $\phi'$  por  $\bar{\phi}' = \tan^{-1}(\frac{2}{3} \tan \phi')$ . La variación de  $N'_c$ ,  $N'_q$  y  $N'_\gamma$  con el ángulo de fricción del suelo  $\phi'$  se da en la tabla 3.2.

Las ecuaciones de capacidad de carga de Terzaghi ahora se han modificado para tomar en cuenta los efectos de la forma de la cimentación ( $B/L$ ), la profundidad de empotramiento ( $D_f$ ) y la inclinación de la carga. Esto se analiza en la sección 3.6. Sin embargo, muchos ingenieros aún utilizan la ecuación de Terzaghi, ya que proporciona muy buenos resultados considerando la incertidumbre de las condiciones del suelo en varios emplazamientos.

### 3.4 Factor de seguridad

El cálculo de la *capacidad de carga permisible* bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, o

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} \tag{3.12}$$

Sin embargo, algunos ingenieros prefieren emplear un factor de seguridad tal que

$$\text{Incremento neto del esfuerzo en el suelo} = \frac{\text{capacidad de carga última neta}}{\text{FS}} \quad (3.13)$$

La capacidad de carga última neta se define como la presión última por área unitaria de la cimentación que puede soportar el suelo en exceso de la presión causada por el suelo circundante al nivel de la cimentación. Si la diferencia entre el peso específico del concreto utilizado en la cimentación y el peso específico del suelo circundante se supone que es insignificante, entonces

$$q_{\text{neta}(u)} = q_u - q \quad (3.14)$$

donde

$$q_{\text{neta}(u)} = \text{capacidad de carga última neta}$$

$$q = \gamma D_f$$

Por lo tanto,

$$q_{\text{perm(neta)}} = \frac{q_u - q}{\text{FS}} \quad (3.15)$$

El factor de seguridad según se define por la ecuación (3.15) debe ser al menos de 3 en todos los casos.

### Ejemplo 3.1

Una cimentación cuadrada tiene  $2 \times 2$  m en planta. El suelo que soporta la cimentación tiene un ángulo de fricción de  $\phi' = 25^\circ$  y  $c' = 20$  kN/m<sup>2</sup>. El peso específico del suelo,  $\gamma$ , es 16.5 kN/m<sup>3</sup>. Determine la capacidad de carga permisible sobre la cimentación con un factor de seguridad (FS) de 3. Suponga que la profundidad de la cimentación ( $D_f$ ) es de 1.5 m y que ocurre una falla general por corte en el suelo.

#### Solución

De la ecuación (3.7)

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

De la tabla 3.1, para  $\phi' = 25^\circ$ ,

$$N_c = 25.13$$

$$N_q = 12.72$$

$$N_\gamma = 8.34$$

Por lo tanto,

$$q_u = (1.3)(20)(25.13) + (1.5 \times 16.5)(12.72) + (0.4)(16.5)(2)(8.34)$$

$$= 653.38 + 314.82 + 110.09 = 1078.29 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, la capacidad de carga permisible por área unitaria de la cimentación es

$$q_{\text{perm}} = \frac{q_u}{\text{FS}} = \frac{1078.29}{3} \approx 359.5 \text{ kN/m}^2$$

Por consiguiente, la carga bruta permisible total es

$$Q = (359.5) B^2 = (359.5) (2 \times 2) = \mathbf{1\ 438 \text{ kN}}$$

### 3.5

## Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático

Las ecuaciones (3.3) y (3.7) a (3.11) proporcionan la capacidad de carga última, con base en la suposición de que el nivel freático se ubica muy por debajo de la cimentación. Sin embargo, si el nivel freático está cerca de la cimentación, serán necesarias algunas modificaciones de las ecuaciones de capacidad de carga. (Consulte la figura 3.6).

**Caso I.** Si el nivel freático se ubica tal que  $0 \leq D_1 \leq D_f$ , el factor  $q$  en las ecuaciones de capacidad de carga toma la forma

$$q = \text{sobrecarga efectiva} = D_1\gamma + D_2(\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \quad (3.16)$$

donde

$\gamma_{\text{sat}}$  = peso específico saturado del suelo

$\gamma_w$  = peso específico del agua

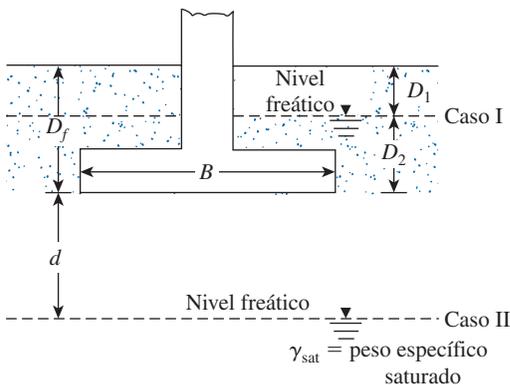
Además, el valor de  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones se tiene que reemplazar por  $\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$ .

**Caso II.** Para un nivel freático ubicado tal que  $0 \leq d \leq B$ ,

$$q = \gamma D_f \quad (3.17)$$

En este caso, el factor  $\gamma$  en el último término de las ecuaciones de capacidad de carga se debe reemplazar por el factor

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{d}{B} (\gamma - \gamma') \quad (3.16)$$



**Figura 3.6** Modificación de las ecuaciones de capacidad de carga por nivel freático.

Las modificaciones anteriores se basan en la suposición de que no existe una fuerza de filtración en el suelo.

**Caso III.** Cuando el nivel freático se ubica tal que  $d \geq B$ , el agua no tendrá efecto sobre la capacidad de carga última.

## 3.6

### Ecuación general de la capacidad de carga

Las ecuaciones de la capacidad de carga última (3.3), (3.7) y (3.8) son sólo para cimentaciones continuas, cuadradas y circulares; no abordan el caso de cimentaciones rectangulares ( $0 < B/L < 1$ ). Además, las ecuaciones no toman en cuenta la resistencia cortante a lo largo de la superficie de falla en el suelo arriba del fondo de la cimentación (la parte de la superficie de falla marcada como *GI* y *HJ* en la figura 3.5). Además, la carga sobre la cimentación puede estar inclinada. Para tomar en cuenta todos estos factores, Meyerhof (1963) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (3.19)$$

En esta ecuación:

$c'$  = cohesión

$q$  = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación

$\gamma$  = peso específico del suelo

$B$  = ancho de la cimentación (= diámetro para una cimentación circular)

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$  = factores de forma

$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$  = factores de profundidad

$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$  = factores de inclinación de la carga

$N_c, N_q, N_\gamma$  = factores de capacidad de carga

Las ecuaciones para determinar los varios factores que aparecen en la ecuación (3.19) se describen brevemente en las secciones siguientes. Observe que la ecuación original para la capacidad de carga última se dedujo sólo para el caso de deformación unitaria plana (es decir, para cimentaciones continuas). Los factores de forma, profundidad e inclinación de la carga son empíricos basados en datos experimentales.

#### Factores de capacidad de carga

La naturaleza básica de la superficie de falla en un suelo sugerida por Terzaghi ahora parece haberse confirmado por estudios de laboratorio y de campo de la capacidad de carga (Vesic, 1973). Sin embargo, el ángulo  $\alpha$  que se muestra en la figura 3.5 está más cercano a  $45 + \phi'/2$  que a  $\phi'$ . Si se acepta este cambio, los valores de  $N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  para un ángulo de fricción del suelo dado también cambiarán respecto a los dados en la tabla 3.1. Con  $\alpha = 45 + \phi'/2$ , se puede demostrar que

$$N_q = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} \quad (3.20)$$

y

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \tag{3.21}$$

La ecuación (3.21) para  $N_c$  la dedujo originalmente Prandtl y la ecuación (3.20) para  $N_q$  la presentó Reissner (1924). Caquot y Kerisel (1953) y Vesic (1973) proporcionaron la relación para  $N_\gamma$  como

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' \tag{3.22}$$

En la tabla 3.3 se muestra la variación de los factores de capacidad de carga anteriores con los ángulos de fricción del suelo.

**Tabla 3.3** Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

**Factores de forma, profundidad e inclinación**

Los factores de forma, profundidad e inclinación de uso común se dan en la tabla 3.4.

# 8

## Muros de retención

### 8.1

### Introducción

En el capítulo 7 se estudiaron varias teorías para determinar la presión lateral de tierra, las cuales se utilizarán en este capítulo para diseñar varios tipos de muros de retención. En general, los muros de retención se pueden dividir en dos categorías principales: a) muros de retención convencionales y b) muros de tierra estabilizados mecánicamente.

Los muros de retención convencionales se pueden clasificar en general en cuatro tipos:

1. Muros de retención de gravedad
2. Muros de retención de semigravedad
3. Muros de retención en voladizo
4. Muros de retención con contrafuertes

Los *muros de retención de gravedad* (figura 8.1a) se construyen con concreto simple o con mampostería de piedra. Su estabilidad depende de su propio peso y de cualquier suelo que repose sobre la mampostería. Este tipo de construcción no es económica para muros altos.

En muchos casos, se puede emplear una cantidad pequeña de acero para la construcción de muros de gravedad, minimizando así el tamaño de las secciones de los muros. A esos muros se les refiere por lo general como *muros de semigravedad* (figura 8.1b).

Los *muros de retención en voladizo* (figura 8.1c) están hechos de concreto reforzado y consisten en un cuerpo o alzado delgado y una losa de base. Este tipo de muro es económico hasta una altura de aproximadamente 8 m. En la figura 8.2 se muestra un muro de retención en voladizo en proceso de construcción.

Los *muros de retención con contrafuertes* (figura 8.1d) son similares a los muros en voladizo. Sin embargo, a intervalos regulares tienen losas de concreto verticales delgadas conocidas como *contrafuertes*, que anclan entre sí el muro y la base. El propósito de los contrafuertes es reducir los momentos cortante y flexionante.

Para diseñar apropiadamente los muros de retención, un ingeniero debe conocer los parámetros básicos del suelo retenido detrás del muro y del suelo debajo de la base de la losa, que son el *peso específico*, el *ángulo de fricción* y la *cohesión*. Conocer las propiedades del suelo detrás del muro permite que un ingeniero determine la distribución de la presión lateral necesaria para el diseño.

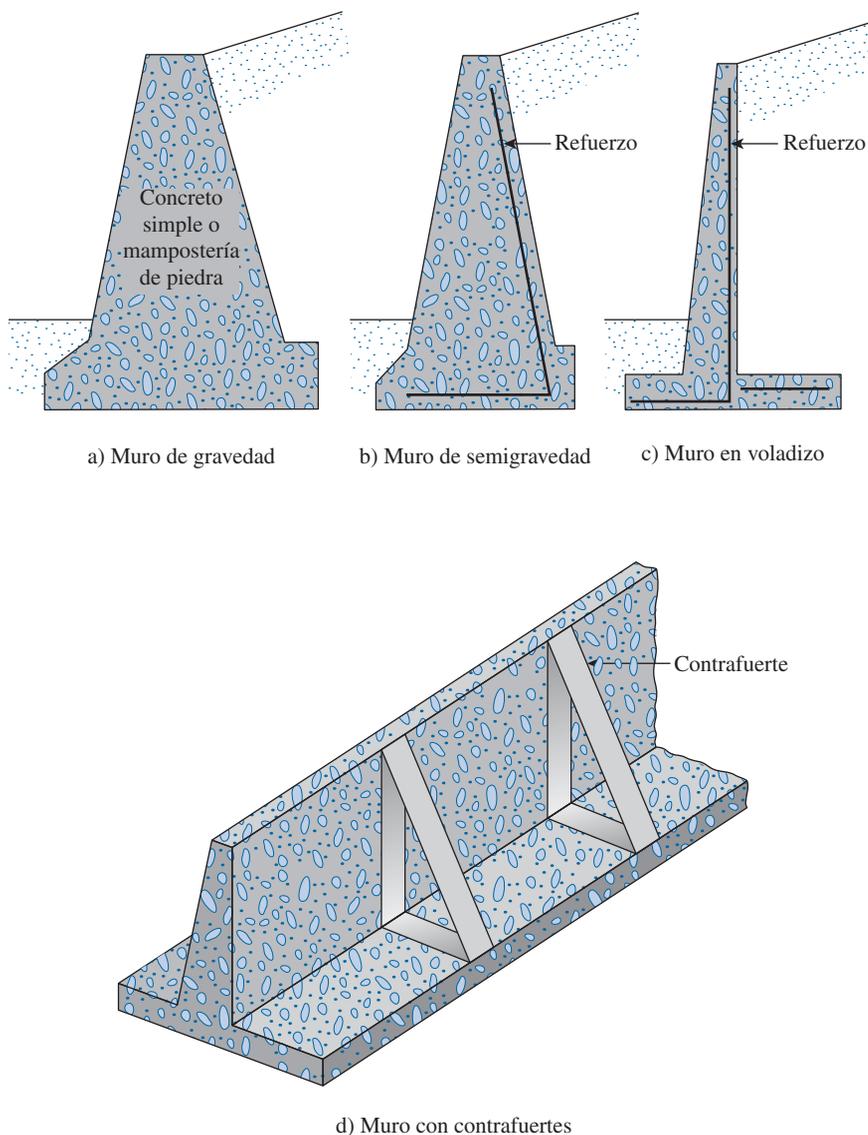


Figura 8.1 Tipos de muros de retención.

Existen dos fases en el diseño de un muro de retención convencional. Primero, conociendo la presión lateral de la tierra, la estructura como un todo se revisa por *estabilidad*. La estructura se examina para ver si existen fallas posibles por *volcamiento*, *deslizamiento* y *capacidad de carga*. Segundo, cada componente de la estructura se revisa por *resistencia* y se determina el *reforzamiento de acero* de cada componente.

En este capítulo se presentan los procedimientos para determinar la estabilidad de los muros de retención. Las revisiones de la resistencia se pueden consultar en cualquier libro sobre concreto reforzado.

Algunos muros de retención tienen sus rellenos estabilizados mecánicamente al incluir elementos de refuerzo como tiras metálicas, varillas, mallas de alambre electrosoldado, geotextiles y



**Figura 8.2** Muro de retención en voladizo en proceso de construcción. (Cortesía de Dharma Shakya, Geotechnical Solutions, Inc., Irvine, California.)

geomallas. Estos muros son relativamente flexibles y pueden soportar desplazamientos horizontales y verticales grandes sin sufrir mucho daño.

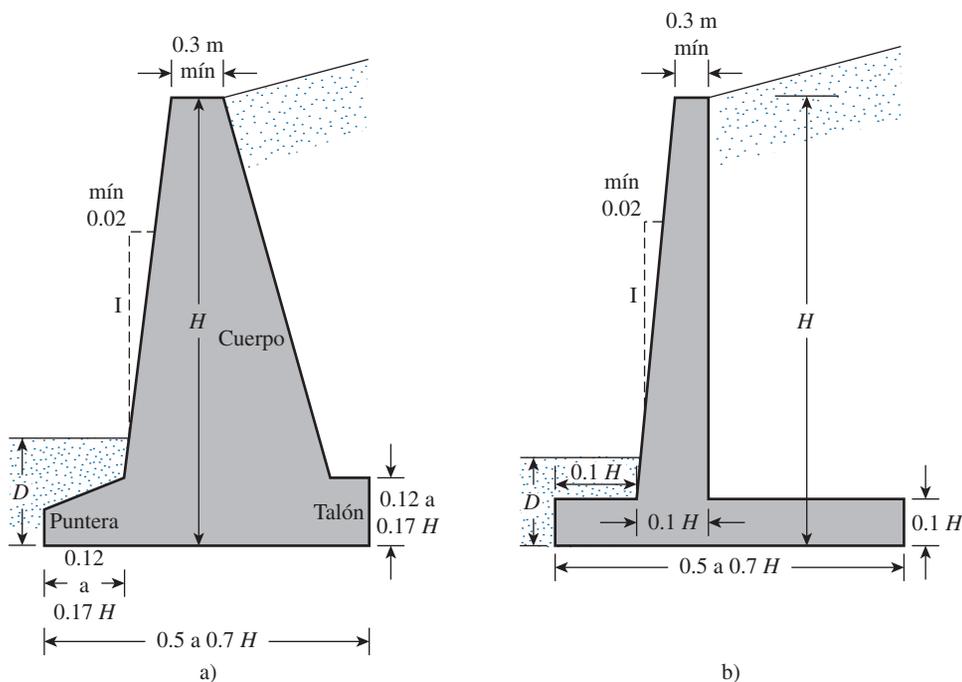
## Muros de gravedad y en voladizo

### 8.2 Dimensionamiento de muros de retención

Al diseñar muros de retención, un ingeniero debe suponer algunas de sus dimensiones. En el *dimensionamiento* esas suposiciones permiten que el ingeniero revise la estabilidad de secciones de prueba de los muros. Si las revisiones de estabilidad producen resultados indeseables, las secciones se pueden cambiar y volver a revisar. En la figura 8.3 se muestran las proporciones generales de varios componentes de muros de retención que se pueden utilizar en revisiones iniciales.

Observe que la parte superior del cuerpo de cualquier muro de retención no debe ser menor que aproximadamente 0.3 m para colocar de manera apropiada el concreto. La profundidad,  $D$ , hasta el fondo de la losa base debe tener un mínimo de 0.6 m. Sin embargo, el fondo de la losa de base se debe colocar debajo de la línea de congelamiento estacional.

Para muros de retención con contrafuertes, la proporción general del cuerpo y la losa de base es la misma que para los muros en voladizo. No obstante, las losas de los contrafuertes pueden ser de aproximadamente 0.3 m de espesor y espaciadas a distancias centro a centro de 0.3 a  $0.7H$ .



**Figura 8.3** Dimensiones aproximadas para varios componentes de un muro de retención para la revisión inicial de su estabilidad: a) muro de gravedad; b) muro en voladizo.

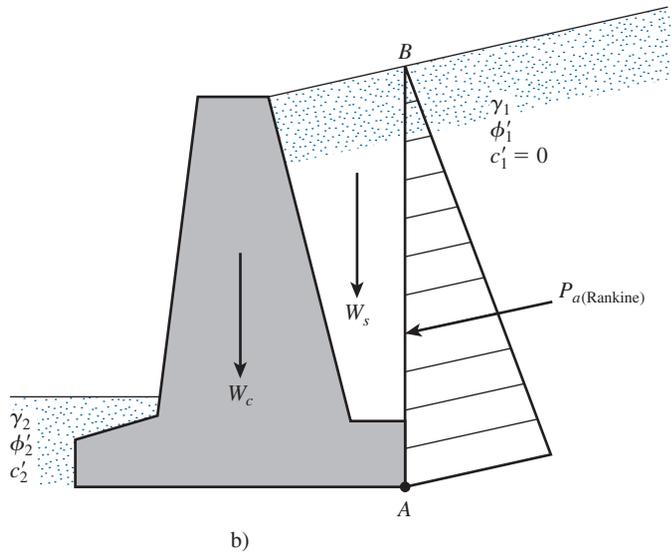
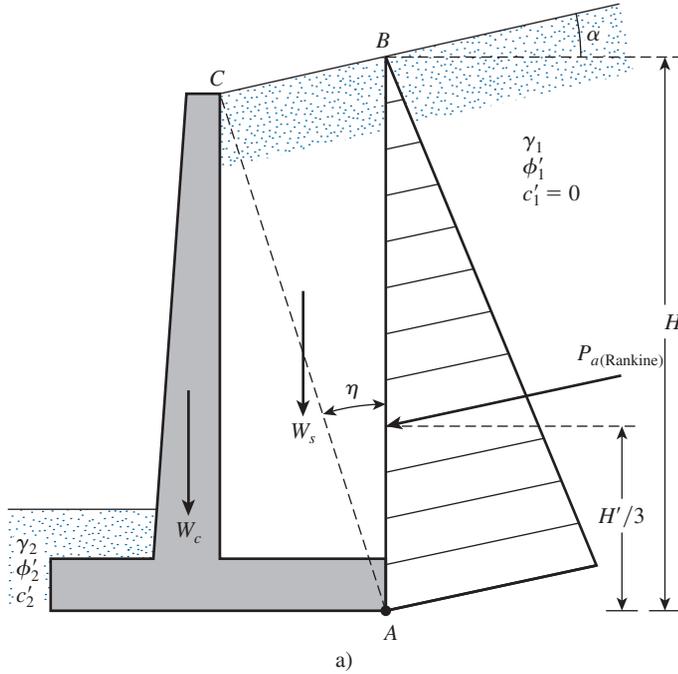
### 8.3

## Aplicación de las teorías de la presión lateral de tierra al diseño

Las teorías fundamentales para calcular la presión lateral de tierra se estudiaron en el capítulo 7. Para usar estas teorías en el diseño, un ingeniero debe hacer varias suposiciones simples. En el caso de muros en voladizo, el uso de la teoría de la presión de tierra de Rankine para las revisiones de estabilidad comprende trazar una línea vertical  $AB$  por el punto  $A$ , ubicado en el borde del talón de la losa de base en la figura 8.4a. La condición activa de Rankine se supone que existe a lo largo del plano vertical  $AB$ . Luego se pueden utilizar las ecuaciones de la presión de tierra de Rankine para calcular la presión lateral sobre la cara  $AB$  del muro. En el análisis de la estabilidad del muro, se debe tomar en cuenta la fuerza  $P_{a(\text{Rankine})}$ , el peso del suelo arriba del talón y el peso  $W_c$  del concreto. La suposición para el desarrollo de la presión activa de Rankine a lo largo de la cara  $AB$  del suelo es teóricamente correcta si la zona de cortante limitada por la línea  $AC$  no es obstruida por el cuerpo del muro. El ángulo,  $\eta$ , que forma la línea  $AC$  con la vertical es

$$\eta = 45 + \frac{\alpha}{2} - \frac{\phi'}{2} - \frac{1}{2} \text{sen}^{-1} \left( \frac{\text{sen } \alpha}{\text{sen } \phi'} \right) \quad (8.1)$$

Se puede utilizar un tipo de análisis similar para los muros de gravedad, como se muestra en la figura 8.4b. Sin embargo, también se puede emplear la *teoría de la presión activa de tierra de Coulomb*, como se muestra en la figura 8.4c. Si se aplica esta teoría, las únicas fuerzas que se consideran son  $P_{a(\text{Coulomb})}$  y el peso del muro,  $W_c$ .



**Figura 8.4** Suposición para la determinación de la presión lateral de tierra: a) muro en voladizo; b) muro de gravedad.

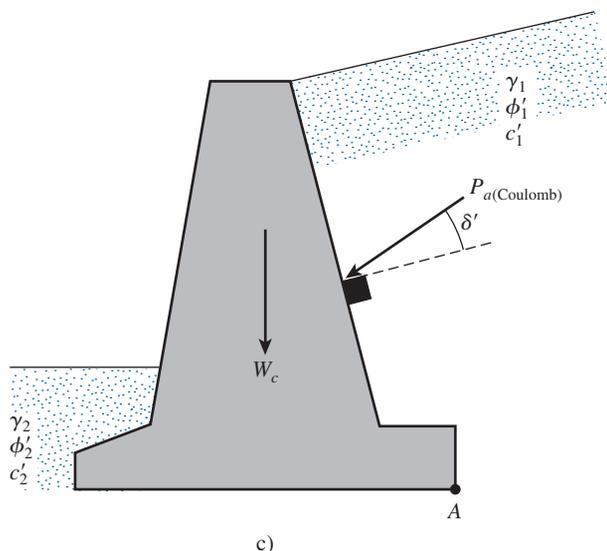


Figura 8.4 (continuación)

Si se utiliza la teoría de Coulomb, será necesario conocer el intervalo del ángulo de fricción  $\delta'$  del muro con varios tipos de material de relleno. Los siguientes son algunos intervalos del ángulo de fricción del muro de mampostería o del muro de concreto macizo (simple):

Material de relleno	Intervalo de $\delta'$ (grados)
Grava	27-30
Arena gruesa	20-28
Arena fina	15-25
Arcilla firme	15-20
Arcilla limosa	12-16

En el caso de muros de retención ordinarios no se encuentran problemas de nivel freático y, por lo tanto, de presión hidrostática, aunque siempre se proporcionan instalaciones para el drenaje de los suelos que se retienen.

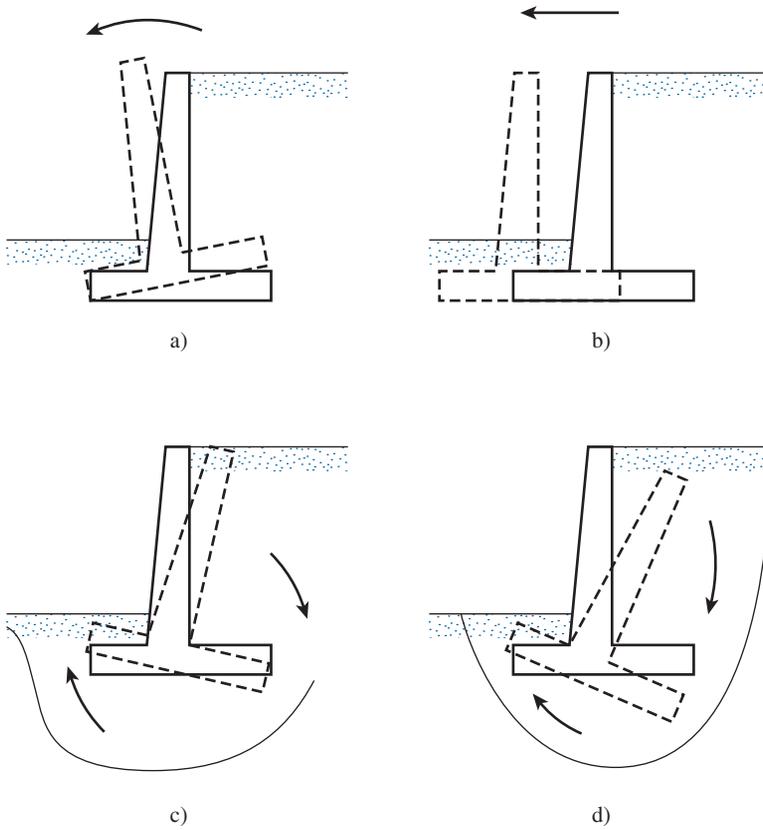
## 8.4

### Estabilidad de muros de retención

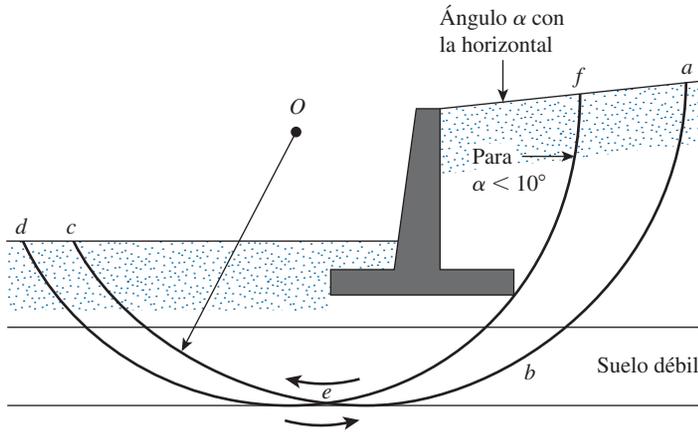
Un muro de retención puede fallar en cualquiera de las formas siguientes:

- Puede *volcarse* respecto a su puntera. (Consulte la figura 8.5a)
- Puede *deslizarse* a lo largo de su base. (Consulte la figura 8.5b)
- Puede fallar debido a la pérdida de *capacidad de soporte de carga* del suelo que soporta la base. (Consulte la figura 8.5c)
- Puede sufrir una falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil. (Consulte la figura 8.5d)
- Puede experimentar un asentamiento excesivo.

Las revisiones de estabilidad contra las fallas por volcamiento, deslizamiento y capacidad de carga se describen en las secciones 8.5, 8.6 y 8.7. Los principios utilizados para estimar el asentamiento se



**Figura 8.5** Fallas de un muro de retención: a) por volcamiento; b) por deslizamiento; c) por capacidad de carga; d) por falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil.



**Figura 8.6** Falla cortante por asentamiento profundo de un suelo débil.

analizaron en el capítulo 5 y no se profundizarán más. Cuando un estrato de suelo débil se ubica a poca profundidad, es decir, dentro de una profundidad de 1.5 veces el ancho de la losa de base del muro de retención, se debe considerar la posibilidad de tener un asentamiento excesivo. En algunos casos, el uso de un material de relleno de peso ligero detrás del muro de retención puede resolver el problema.

La falla por cortante profundo de un suelo débil puede ocurrir a lo largo de una superficie cilíndrica, como la *abc* que se muestra en la figura 8.6, como resultado de la existencia de un estrato débil de suelo abajo del muro a una profundidad de aproximadamente 1.5 veces el ancho de la losa de base del muro de retención. En esos casos, la superficie de falla cilíndrica crítica *abc* se tiene que determinar mediante prueba y error, utilizando varios centros como *O*. La superficie de falla a lo largo de la cual se obtiene el factor de seguridad mínimo es la *superficie crítica de deslizamiento*. Para la pendiente del relleno con  $\alpha$  menor que aproximadamente  $10^\circ$ , el círculo crítico de falla en apariencia pasa por el borde del talón de la losa (como *def* en la figura). En esta situación, el factor de seguridad mínimo también se tiene que determinar mediante prueba y error cambiando el centro del círculo de prueba.

## 8.5 Revisión por volcamiento

En la figura 8.7 se muestran las fuerzas que actúan sobre un muro de retención en voladizo y de gravedad, con base en la suposición de que la presión activa de Rankine actúa a lo largo del plano vertical *AB* trazado a través del talón de la estructura.  $P_p$  es la presión pasiva de Rankine; recuerde que su magnitud es [de la ecuación (7.63)].

$$P_p = \frac{1}{2}K_p\gamma_2D^2 + 2c'_2\sqrt{K_p}D$$

donde

$\gamma_2$  = peso específico del suelo en frente del talón y bajo la losa de base  
 $K_p$  = coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine =  $\tan^2(45 + \phi'_2/2)$   
 $c'_2, \phi'_2$  = cohesión y ángulo de fricción efectivo del suelo, respectivamente

El factor de seguridad contra el volcamiento respecto a la puntera, es decir, respecto al punto *C* en la figura 8.7, se puede expresar como

$$FS_{(\text{volcamiento})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_o} \quad (8.2)$$

donde

$\sum M_o$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a volcar el muro respecto al punto *C*  
 $\sum M_R$  = suma de los momentos de las fuerzas que tienden a resistir el volcamiento del muro respecto al punto *C*

El momento de volcamiento es

$$\sum M_o = P_h \left( \frac{H'}{3} \right) \quad (8.3)$$

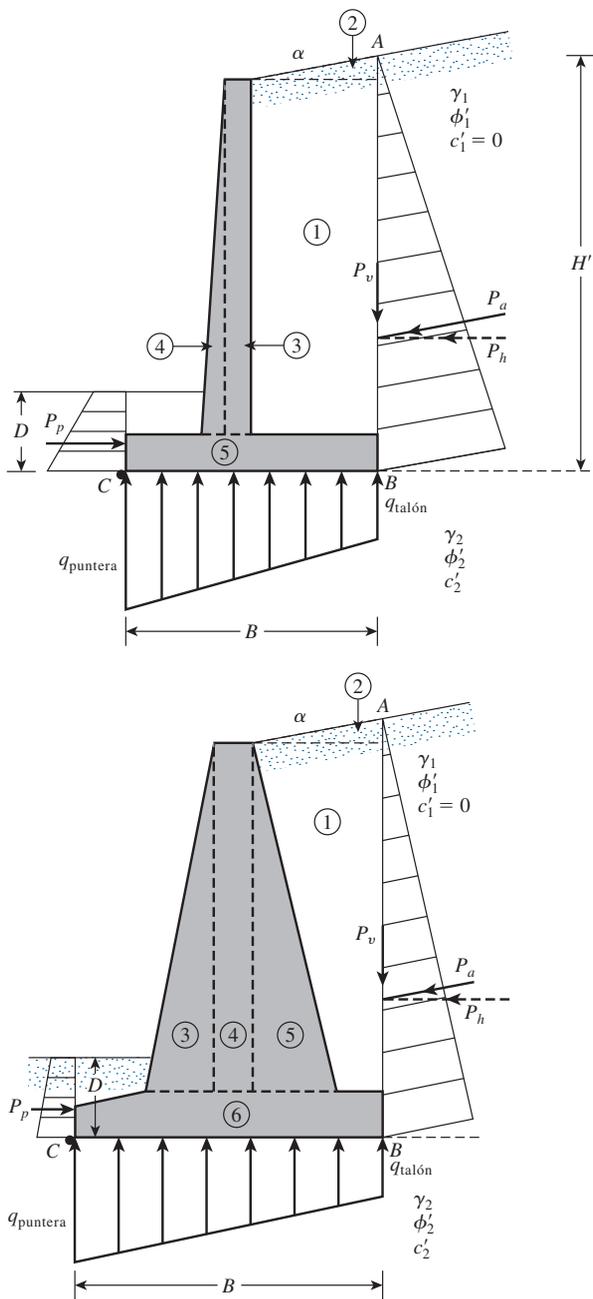
donde  $P_h = P_a \cos \alpha$ .

Para calcular el momento resistente,  $\sum M_R$  (ignorando  $P_p$ ), se puede elaborar una tabla como la 8.1. El peso del suelo arriba del talón y el peso del concreto (o de la mampostería) son fuerzas que contribuyen al momento resistente. Observe que la fuerza  $P_v$  también contribuye al momento resistente.  $P_v$  es la componente vertical de la fuerza activa  $P_a$ , o

$$P_v = P_a \sin \alpha$$

El momento de la fuerza  $P_v$  respecto a *C* es

$$M_v = P_v B = P_a \sin \alpha B \quad (8.4)$$



**Figura 8.7** Revisión por volcamiento, suponiendo que es válida la presión de Rankine.

donde  $B$  = ancho de la losa de base.

Una vez que se conoce  $\Sigma M_R$ , se puede calcular el factor de seguridad con

$$FS_{(\text{volcamiento})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6 + M_v}{P_a \cos \alpha (H'/3)} \quad (8.5)$$

El valor mínimo deseable usual del factor de seguridad respecto a la falla por volcamiento es de 2 a 3.

**Tabla 8.1** Procedimiento para calcular  $\Sigma M_R$ .

Sección (1)	Área (2)	Peso/longitud unitaria del muro (3)	Brazo de momento medido desde C (4)	Momento respecto a C (5)
1	$A_1$	$W_1 = \gamma_1 \times A_1$	$X_1$	$M_1$
2	$A_2$	$W_2 = \gamma_1 \times A_2$	$X_2$	$M_2$
3	$A_3$	$W_3 = \gamma_c \times A_3$	$X_3$	$M_3$
4	$A_4$	$W_4 = \gamma_c \times A_4$	$X_4$	$M_4$
5	$A_5$	$W_5 = \gamma_c \times A_5$	$X_5$	$M_5$
6	$A_6$	$W_6 = \gamma_c \times A_6$	$X_6$	$M_6$
		$P_v$	$B$	$M_v$
		$\Sigma V$		$\Sigma M_R$

(Nota:  $\gamma_1$  = peso específico del relleno  
 $\gamma_c$  = peso específico del concreto)

Algunos diseñadores prefieren determinar el factor de seguridad contra el volcamiento con la fórmula:

$$FS_{(\text{volcamiento})} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + M_5 + M_6}{P_a \cos \alpha (H'/3) - M_v} \quad (8.6)$$

## 8.6 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base

El factor de seguridad contra el deslizamiento se puede expresar mediante la ecuación

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{\Sigma F_{R'}}{\Sigma F_d} \quad (8.7)$$

donde

$\Sigma F_{R'}$  = suma de las fuerzas horizontales resistentes

$\Sigma F_d$  = suma de las fuerzas horizontales de empuje

En la figura 8.8 se indica que la resistencia cortante del suelo inmediatamente debajo de la losa de base se puede representar como

$$s = \sigma' \tan \delta' + c'_a$$

donde

$\delta'$  = ángulo de fricción entre el suelo y la losa de base

$c'_a$  = adhesión entre el suelo y la losa de base

Así pues, la fuerza resistente máxima que se puede derivar del suelo por longitud unitaria del muro a lo largo del fondo de la losa de base es

$$R' = s(\text{área de la sección transversal}) = s(B \times 1) = B\sigma' \tan \delta' + Bc'_a$$

Sin embargo,

$$B\sigma' = \text{suma de las fuerzas verticales} = \Sigma V (\text{consulte la tabla 8.1})$$

por lo tanto,

$$R' = (\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a$$

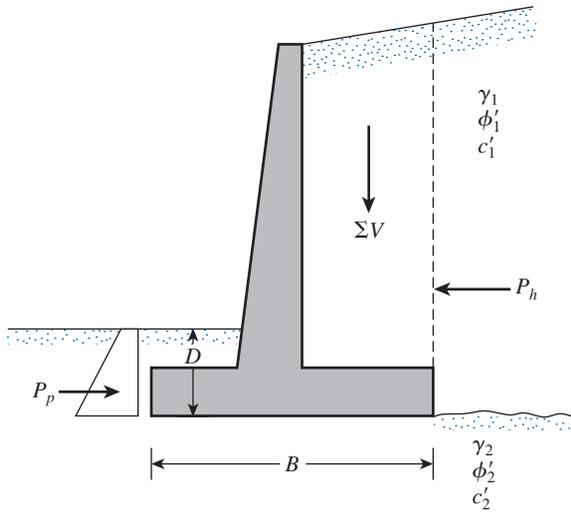


Figura 8.8 Revisión por deslizamiento a lo largo de la base.

En la figura 8.8 se muestra que la fuerza pasiva  $P_p$  también es una fuerza horizontal resistente. De aquí,

$$\Sigma F_R = (\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p \quad (8.8)$$

La única fuerza horizontal que tenderá a causar que el muro se deslice (una fuerza de empuje) es la componente horizontal de la fuerza activa  $P_a$ , por lo tanto,

$$\Sigma F_d = P_a \cos \alpha \quad (8.9)$$

Combinando las ecuaciones (8.7), (8.8) y (8.9) se obtiene

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (8.10)$$

En general se requiere un factor de seguridad mínimo de 1.5 contra el deslizamiento.

En muchos casos, la fuerza pasiva  $P_p$  se ignora al calcular el factor de seguridad respecto a deslizamiento. En general, se puede escribir  $\delta' = k_1 \phi'_2$  y  $c'_a = k_2 c'_2$ . En la mayoría de los casos,  $k_1$  y  $k_2$  están entre  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{2}{3}$ . Por consiguiente,

$$FS_{(\text{deslizamiento})} = \frac{(\Sigma V) \tan (k_1 \phi'_2) + Bk_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (8.11)$$

Si el valor deseado de  $FS_{(\text{deslizamiento})}$  no se logra, se pueden investigar varias alternativas (consulte la figura 8.9):

- Aumentar el ancho de la losa de base (es decir, el talón de la zapata).
- Utilizar un dentellón en la losa de base. Si se incluye un dentellón, la fuerza pasiva por longitud unitaria del muro es entonces

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma_2 D_1^2 K_p + 2c'_2 D_1 \sqrt{K_p}$$

donde  $K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi'_2}{2} \right)$ .

Publicado originalmente en el otoño de 1983, la séptima edición de *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones* de Braja M. Das sigue manteniendo el delicado equilibrio de la investigación actual y las aplicaciones prácticas de campo que se ha convertido en el texto principal de los cursos de ingeniería en cimentaciones. Con una gran cantidad de ejemplos resueltos y figuras que ayudan a los estudiantes con la teoría y habilidades para resolver problemas, el libro introduce a los estudiantes de ingeniería civil a los conceptos fundamentales y la aplicación de análisis del diseño de cimentaciones. En todo momento, Das hace hincapié en el juicio necesario para aplicar correctamente las teorías y análisis para la evaluación de los suelos y el diseño de las cimentaciones, así como la necesidad de la experiencia de campo.

### Características

- Numerosos casos de estudio nuevos se han añadido para que los estudiantes se familiaricen con las deducciones de la teoría a la práctica.
- Ahora en una presentación a dos colores para mayor claridad de las figuras y diagramas.
- Nuevas secciones en el índice de liquidez y actividad se han añadido al capítulo de las propiedades geotécnicas del suelo (Capítulo 1), así como amplios debates en la conductividad hidráulica de la arcilla, la densidad relativa y el ángulo de fricción de los suelos granulares.
- Se amplió el tratamiento del proceso de meteorización de las rocas (Capítulo 2).
- Se ha añadido al capítulo sobre Cimentaciones superficiales (Capítulo 3), un nuevo caso de estudio sobre la arcilla y su capacidad de falla en arcilla saturada suave, así como un nuevo análisis sobre el método del factor de reducción de la estimación de la capacidad de carga de las cimentaciones en la última capa de suelo granular.
- Nuevas secciones fundamentales en la capacidad de carga de los suelos más débiles sustentada por un suelo más fuerte, la capacidad de carga sísmica de las cimentaciones en el borde de una pendiente granular, cimentaciones sobre rocas y la solución de la tensión característica de las cimentaciones en la parte superior de las pendientes granulares se han añadido al capítulo sobre la capacidad de carga de Cimentaciones superficiales: Casos especiales (Capítulo 4).
- Distribución de la tensión debido a una carga puntual y zonas de carga uniforme circular y rectangular situada en la superficie de un material de tipo Westergaard ha sido añadida al capítulo sobre Capacidad de carga admisible y asentamiento (Capítulo 5). También se incluyen en este capítulo el procedimiento para estimar cimentaciones sobre la base de los resultados de las pruebas presiométricas.
- Ahora se incluye en el capítulo sobre la presión lateral de tierra (Capítulo 7), el tema de Presión lateral de tierra debido a una sobrecarga en estructuras de contención inflexibles, así como la solución para la presión pasiva de la tierra sobre un muro de contención con la cara posterior inclinada y con relleno granular horizontal usando el método de las rebanadas triangulares.
- Se ha añadido al capítulo 8 de muros de contención un nuevo caso de estudio, así como un análisis más detallado sobre el procedimiento de diseño de la geomalla reforzada con muros de contención.
- Se añadió una sección sobre la capacidad de retención de los anclajes de la placa basada en la solución de la tensión característica y que aparece en el capítulo 9 de muros tablestacas.
- Se han añadido dos casos de estudio al capítulo de cortes apuntalados (Capítulo 10).
- El Capítulo 11, pilotes, ha sufrido una transformación radical para una mejor comprensión.
- Se han añadido al capítulo 12 nuevas recomendaciones sobre publicaciones recientes acerca de cimentaciones para estimar la capacidad de carga de pilas perforadas que se extienden hasta la roca.

ISBN-13: 978-607481747-8

ISBN-10: 607481747-2

