

GEORGE B. SOWERS

GEORGE F. SOWERS

introducción a la
MECÁNICA
DE SUELOS
y cimentaciones



LIMUSA
WILEY

Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones

www.freelibros.org

Introducción a la MECANICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES

† George B. Sowers

Ingeniero Consultor,
Teniente Coronel, Cuerpo de
Ingenieros, AUS (Res)

George F. Sowers

Profesor Regente de Ingeniería
Civil, Instituto Tecnológico de
Georgia; Presidente de la Junta
Directiva y Primer Consultor,
Law Engineering Testing Company,
Atlanta, Georgia.



EDITORIAL LIMUSA-WILEY, S. A.
MEXICO

1972

Título de la obra en inglés
INTRODUCTORY SOIL MECHANICS AND
FOUNDATIONS, Third Edition
© 1970 by The Macmillan Company

Versión española:
JOSE MENENDEZ MENENDEZ
Ingeniero Civil y Arquitecto
Exprofesor titular de la
Escuela de Ingenieros de la
Universidad de La Habana

Revisión:
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
Maestro en Ingeniería, Profesor
de Mecánica de Suelos en las
Divisiones Profesionales y de Estudios
Superiores, Facultad de Ingeniería,
Universidad Nacional Autónoma de México.

Derechos reservados en lengua española
© 1972, EDITORIAL LIMUSA-WILEY, S. A.
Arcos de Belem Núm. 75, México 1, D. F.
Miembro de la Cámara Nacional de la
Industria Editorial. Registro Núm. 121

Primera edición: 1972

Impreso en México

(430)

Prefacio de la edición en español

Con esta versión española de la tercera edición de la obra *Introductory Soil Mechanics and Foundations* del finado Ingeniero Consultor George B. Sowers y del Profesor George F. Sowers, creo hacer un valioso aporte a la bibliografía de estas materias que, por cierto, no es muy extensa en nuestro idioma.

La obra es fundamentalmente didáctica por su contenido y por su exposición y, a la vez, de gran utilidad para los ingenieros civiles, ya que tanto sus proyectos como sus obras están relacionadas directa o indirectamente, con esta moderna rama de la Mecánica, la Mecánica de Suelos y aún más reciente, Mecánica de Rocas, pues en esta tercera edición, se incluyen los fundamentos de esta novísima ciencia.

La extensa bibliografía que acompaña a cada capítulo permite al estudioso de estas materias ahondar sus conocimientos en temas específicos que son tratados por especialistas. Esta información que abarca tanto los trabajos que pudiéramos llamar clásicos de la Mecánica de Suelos, como unos más recientes, incluyendo los que se presentaron en el Séptimo Congreso Internacional de Mecánica del Suelo y Técnica de las Cimentaciones celebrado en septiembre de 1969, en la ciudad de México.

En el aspecto didáctico, es interesante señalar cómo, en el preámbulo de cada capítulo, los autores preparan al estudiante en la materia que se va a desarrollar para que pueda valorar su importancia, y lo hacen relatando casos notables que fracasaron por el desconocimiento o la errónea interpretación de lo expuesto en dicho capítulo.

El gran número de problemas que contiene la obra, unos resueltos y otros simplemente enunciados, complementa su parte didáctica, pues es bien conocido de todo profesor experimentado que el alumno no llega a asimilar totalmente los conocimientos, en las ciencias aplicadas, hasta

6 *Prefacio*

que los utilice para resolver los problemas que se presentan en la realidad. A su vez al exponer una teoría o una técnica los autores proporcionan, su correcta interpretación o uso, las limitaciones de las mismas, con lo cual no crean en el estudiante o proyectista un falso sentido de seguridad derivado de sus cálculos. Las figuras, tablas y gráficas facilitan el estudio y comprensión de cada tema.

También se exponen en términos generales, los más modernos sistemas de cálculo matemático, haciendo referencia a las computadoras, valioso auxiliar del ingeniero que le permite resolver rápidamente intrincados y laboriosos problemas, dedicar mayor atención al análisis de los mismos y así lograr la solución más adecuada.

En estos tiempos en que la documentación disponible en cada materia es abrumadora, resulta una labor de cíclopes seleccionar y sintetizar lo que es fundamental y exponerlo en forma sencilla y asequible. Felizmente, esto, lo han logrado los autores.

Aunque la obra es una Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones, en algunos temas la información es tan detallada y extensa que prácticamente no se necesita información adicional para analizar y resolver los problemas más comunes.

Como en la mayoría de los países de habla española se emplea el Sistema Métrico Decimal, lo he usado en toda la obra, dando las equivalencias aproximadas, en los casos en que no se requiere una gran exactitud, o haciéndolas más precisas, cuando el caso lo requiera. Cada vez que es indispensable o conveniente emplear el Sistema Inglés he expresado las dimensiones en ambos sistemas.

Espero sinceramente que el lector aprecie la importancia de la obra que he traducido.

J. M. M.

Prólogo de la tercera edición inglesa

Han transcurrido veinte años desde que apareció, en 1951, la primera edición de esta obra. En este lapso se han producido muchos cambios, que, en el orden educacional, requieren la redacción de nuevos libros de texto. Entre ellos están nuestra segunda edición de 1961, y, ahora, la tercera.

Una de las características de esos cambios ha sido el rápido desarrollo de la tecnología de la ingeniería: 1) teorías más realistas; 2) mejores técnicas y equipos para la investigación experimental; 3) datos mayores y más consistentes sobre el verdadero comportamiento de las masas de suelos y roca a escala natural y 4) medios más avanzados para efectuar rápida y económicamente lo que antes fueran cálculos tediosos y complejos.

Otra característica de los cambios consiste en las crecientes exigencias de la sociedad a los ingenieros. A medida que se agota el espacio vital en este planeta y el hombre comienza a explorar otros, encuentra que las estructuras y máquinas se hacen más pesadas, que la tolerancia a movimientos excesivos alcanza el punto crítico y que los sitios de construcción resultan cada vez más mediocres. Al mismo tiempo el requisito económico de construir más, a menor costo, la responsabilidad social de conservar y mejorar todo lo que nos rodea; la presión política de construir antes de contar con la tecnología adecuada y las responsabilidades legales de posibles errores, añaden una nueva dimensión a los problemas que siempre ha afrontado el ingeniero civil.

Un tercer aspecto de los cambios se refiere al estudiante, con su mejor dominio de las matemáticas y ciencias, y su mayor sentido de responsabilidad hacia toda la sociedad. Sin embargo, su creciente aislamiento de la naturaleza, en ciudades de hormigón y acero o en máquinas de acero, que recorren las cintas de hormigón o asfalto, entre dos paredes de cartelones y cercas, ha disminuido su sentido de la realidad. Algunos estudiantes

8 Prólogo de la tercera edición inglesa

conciben la ingeniería como una serie de ejercicios de un libro de texto, que deben ser resueltos a semejanza de una jugada de ajedrez, y no como una fase en la lucha del hombre para hacerles frente a las necesidades físicas de su medio ambiente.

Esta tercera edición es nuestra respuesta al reto de estos cambios. Se tomaron en cuenta las teorías avanzadas, así como el impacto que tiene la tecnología de la computadora en los análisis de ingeniería. Se recalcaron los requisitos de otras disciplinas afines, tales como la ingeniería estructural. Más importante aún, se hace énfasis en la geología para ingenieros y los verdaderos problemas de ingeniería y construcción, a fin de que el estudiante (y el ingeniero profesional) conserve una apreciación realista del impacto de sus esfuerzos, en el aspecto técnico, económico y social. La ingeniería, la construcción y la sociedad son partes de un sistema que debe trabajar conjuntamente para el bien de todos.

Por fin, deseamos transmitir a nuestros lectores cierta visión del futuro. La ingeniería es el más excitante empeño que confronta el hombre; el reto de lo nuevo, lo desconocido y el riesgo de defraudar las esperanzas, por el bien de la humanidad. Nosotros, como autores y consejeros de nuestros colegas, les ofrecemos nuestra experiencia profesional de ochenta y cinco años para ayudarles a enfrentarse a los problemas físicos de su medio. El hombre ha tomado el material, más antiguo, la tierra, y lo ha transformado en los más esotéricos artefactos. Esperamos que el lector, aporte su talento y esfuerzo para alcanzar la meta común de todos los ingenieros, la de aplicar los conocimientos de la ciencia y las enseñanzas de la experiencia a los problemas que encontrará en el mañana.

Agradecemos a las numerosas personas que han usado este libro, tanto en la docencia como en el campo profesional del diseño y construcción, por sus valiosas críticas y sugerencias. Particularmente al Profesor R. D. Barksdale y al Profesor B. B. Mazanti del Instituto Tecnológico de Georgia así como al Sr. C. M. Kennedy y al personal de la Law Engineering Testing Company las sugerencias concretas que hicieron, después de revisar partes del libro. El Profesor Sowers desea dar las gracias al Dr. Arthur Hansen, Presidente y al Dr. W. M. Sangster, Director, de la Escuela de Ingeniería Civil del Instituto Tecnológico de Georgia, por haberlo eximido de ciertas obligaciones académicas, para poder preparar esta nueva edición. Y finalmente, cabe mencionar que esta obra nunca se hubiera terminado, si no fuera por la constante ayuda de Frances L. Sowers, que la revisó totalmente, y la paciencia de los demás miembros de la familia Sowers quienes hicieron muchos sacrificios, mientras se preparaba la obra.

G. B. S.
G. F. S.

Prólogo de la edición en español

Los autores agradecen al traductor, Ing. José Menéndez Menéndez, así como a la Editorial Limusa-Wiley su excelente labor y los esfuerzos que realizaron, a fin de conservar la exactitud técnica del texto inglés, al hacer la versión castellana.

También, agradecemos a nuestros numerosos amigos y colegas de los países de América Latina por su ayuda técnica que nos permitió ampliar nuestros conocimientos de ingeniería de suelos y rocas en zonas tropicales y subtropicales. Estos conocimientos unidos a la experiencia que adquirimos en nuestros viajes y mediante la colaboración profesional en los proyectos realizados en esos países, influyeron considerablemente en el enfoque de este libro.

En América, la ingeniería de suelos y cimentaciones se inicia mucho antes de los viajes de exploración europeos, con las monumentales construcciones de los Incas y sus predecesores, los Mayas y otras culturas de México. Esa tradición se perpetúa en el espíritu innovador que caracteriza las obras de ingeniería en los países latinoamericanos.

Los autores quisieran promover esa continua evolución de la ingeniería y, con su pequeño tributo, agradecer lo que han aprendido, por lo cual ofrecen este libro a los estudiantes y profesionales de dichos países.

G. B. S.

G. F. S.

www.freelibros.org

Contenido

Nomenclatura y símbolos	15
Equivalencias útiles	19
1 LA NATURALEZA DE LOS SUELOS Y DE LAS ROCAS	21
1.1 Definición de suelo y de roca. 1.2 Desarrollo de la ingeniería de suelos y rocas. 1.3 Fases en la composición del suelo y de la roca. 1.4 Sólidos: minerales de las rocas y meteorización. 1.5 Minerales arcillosos. 1.6 Sólidos orgánicos, precipitados, volcánicos y artificiales. 1.7 Tamaño de granos. 1.8 Forma de las partículas. 1.9 Interacción del agua y la fase sólida. 1.10 Platicidad y límites de Atterberg. 1.11 Microestructura o textura.	
2 ROCAS, SUELOS Y AGUA SUBTERRANEA	67
2.1 El ciclo de la formación del suelo y de la roca. 2.2 Rocas ígneas. 2.3 Suelos transportados y depositados. 2.4 Rocas sedimentarias clásticas. 2.5 Rocas sedimentarias calcáreas. 2.6 Rocas metamórficas. 2.7 Desarrollo del perfil. Pedogénesis. 2.8 Agua subterránea. 2.9 Clasificación y descripción de las rocas. 2.10 Clasificación de los suelos. 2.11 Identificación y descripción de los suelos. 2.12 Nombres de los suelos y de las rocas.	
3 PROPIEDADES INGENIERILES DEL SUELO Y DE LA ROCA	121
3.1 Tensión superficial. 3.2 Tensión capilar en los suelos. 3.3 Permeabilidad. 3.4 Permeabilidad del suelo y de la roca. 3.5 Esfuerzo y esfuerzo efectivo. 3.6 Compresibilidad y asentamiento.	

12 Contenido

3.7 Compresibilidad de los suelos y de las rocas. 3.8 Régimen de compresión. 3.9 Retracción, hinchamiento y desleimiento. 3.10 Esfuerzos combinados. 3.11 Deformación y falla. 3.12 Métodos para hacer pruebas de esfuerzo cortante. 3.13 Deformación y resistencia de los suelos no cohesivos secos. 3.14 Esfuerzo cortante en suelos húmedos sin cohesión. 3.15 Deformación y resistencia de los suelos cohesivos saturados. 3.16 Resistencia de los suelos cohesivos parcialmente saturados. 3.17 Resistencia del suelo cementado y de la roca. 3.18 Fluencia. 3.19 Propiedades ingenieriles de la masa.

4 FILTRACION, DRENAJE Y ACCION DE LAS HELADAS 209

4.1 Filtración en suelo saturado. Red de flujo. 4.2 Efectos de la filtración. 4.3 Regulación de las filtraciones. 4.4 Humedad capilar y flujo. 4.5 Drenaje. 4.6 Sistemas de drenaje. 4.7 Acción de las heladas.

5 CONSTRUCCIONES DE TIERRA: COMPACTACION Y ESTABILIZACION 257

5.1 El suelo y la roca como materiales de construcción. 5.2 Teoría de la compactación. 5.3 Evaluación de los materiales. 5.4 Excavación, colocación en obra y compactación. 5.5 Relleno hidráulico. 5.6 Estabilización de suelos. 5.7 Lechada. Estabilización por inyecciones. 5.8 Subrasantes y pavimentos.

6 INVESTIGACIONES SUBTERRANEAS 321

6.1 Planeamiento de la investigación. 6.2 Reconocimiento. 6.3 Fotointerpretación. 6.4 Investigaciones exploratorias. 6.5 Sondeo y toma de muestras. 6.6 Pruebas de penetración. 6.7 Agua subterránea. 6.8 Exploración geofísica. 6.9 Análisis de los resultados de la investigación de exploración. 6.10 Investigación completa y detallada. 6.11 Muestras inalteradas. 6.12 Pruebas en obra. 6.13 Pruebas de laboratorio y su evaluación. 6.14 Comprobación durante la construcción.

7 REACCION DE LA MASA A LA CARGA 391

7.1 La carga de la masa. Fuerzas internas. 7.2 Equilibrio elástico. 7.3 Equilibrio plástico. 7.4 Reología. 7.5 Solución de los problemas del comportamiento de la masa.

8 PROBLEMAS EN EL EMPUJE DE TIERRAS 415

8.1 Teoría del empuje de tierras. 8.2 Deformación y condiciones de frontera. 8.3 Cálculo del empuje de tierras. 8.4 Muros de sostenimiento de tierras. 8.5 Entibación de excavaciones (Ademado). 8.6 Mamparos o tablestacados anclados. 8.7 Estructuras subterráneas.

9 CIMENTACIONES 477

9.1 Requisitos esenciales de una buena cimentación. 9.2 Estabilidad. Capacidad de carga. 9.3 Esfuerzo y asentamiento. 9.4 Observación de los asentamientos. 9.5 Presión admisible en el suelo. 9.6 Procedimiento racional para determinar la presión admisible y proyectar las cimentaciones. 9.7 Cimientos de zapata y sobre placa. 9.8 Problemas especiales en el proyecto de cimentaciones de poca profundidad. 9.9 Cimentaciones en roca. 9.10 Cimentaciones sometidas a vibraciones.

10 CIMENTACIONES PROFUNDAS 545

10.1 Desarrollo y uso de los pilotes. 10.2 Hínca de pilotes. 10.3 Capacidad resistente del pilote. 10.4 Análisis dinámico de la capacidad resistente del pilote. 10.5 Grupos de pilotes. 10.6 Cargas laterales. 10.7 Tipos de pilotes y su construcción. 10.8 Proyecto de cimentaciones de pilotaje. 10.9 Cimentación por pilares. 10.10 Anclajes. 10.11 Recalce.

11 ESTABILIDAD DE LAS MASAS DE TIERRA 617

11.1 Análisis de la estabilidad. 11.2 Excavaciones abiertas. 11.3 Terraplenes. 11.4 Cimentación de terraplenes. 11.5 Presas de tierra y de enrocamiento. 11.6 Movimientos de la tierra en la naturaleza.

APENDICE 1 Precios unitarios 661

APENDICE 2 Edad de las formaciones geológicas 663

INDICE ALFABETICO 665

Nomenclatura y símbolos

Los símbolos siguientes son los que se usan en este libro y en general, están de acuerdo con la ASTM D653-67, "Términos y símbolos relacionados con la Mecánica del Suelo", así como con *Términos técnicos, símbolos y definiciones*, 3a. edición, Sociedad Internacional de Mecánica del Suelo y Técnica de Cimentaciones, Zurich (publicado por la Sociedad Nacional Suiza, SM y FE, 1967). Si las dos sociedades no concuerdan o si en la bibliografía, se usa corrientemente más de un símbolo, optamos por usar el primero que se indica.

a	aceleración (cm/seg^2)
A	área (m^2 o cm^2)
a_v	coeficiente de compresibilidad (cm^2/kg)
B	ancho (m o cm)
C_c	índice de compresión (sin dimensión)
C_u	coeficiente de uniformidad (sin dimensión)
c	resistencia a esfuerzo cortante en el ensayo rápido de las arcillas saturadas o cohesión aparente (kg/cm^2)
c_a	adherencia de la arcilla saturada a una superficie (kg/cm^2)
c_p	coeficiente de consolidación (cm^2/seg)
d	diámetro del tubo capilar (cm)
D	diámetro de la partícula de suelo (mm); diámetro del pilote o anclaje (cm)
D_R	compacidad relativa (también I_D , R_D)
D_{10}	diámetro correspondiente al 10 por ciento en la curva granulométrica (mm)
E	módulo de elasticidad o módulo de deformación (kg/cm^2)
e	relación de vacíos (sin dimensión)

16 Nomenclatura y símbolos

e_0	relación de vacíos al momento de iniciarse el esfuerzo de compresión o cortante
F	fuerza (kg)
G_s	peso específico relativo de los sólidos (sin dimensión)
g	aceleración de la gravedad (cm/seg ²)
H	altura de un muro de sostenimiento de tierras, espesor de un estrato de suelo (m)
h	carga hidrostática (m o cm)
i	gradiente hidráulico (sin dimensión)
K_0	coeficiente de empuje de tierras en reposo (sin dimensión)
K_A	coeficiente de empuje activo de tierras (sin dimensión)
K_P	coeficiente de empuje pasivo de tierras (sin dimensión)
k	coeficiente de permeabilidad (cm/seg)
k_s	coeficiente de reacción de la subrasante (kg/cm ²)
L	longitud o distancia (m o cm)
LL	límite líquido (sin dimensión) (también L_w , W_L)
m	coeficiente de estabilidad (sin dimensión)
n	porosidad (sin dimensión)
P	resultante de la presión de la tierra sobre un área (kg)
P_A	resultante del empuje activo de la tierra (kg)
P_P	resultante del empuje pasivo de la tierra (kg)
LP	límite plástico (sin dimensión) (también W_p , P_w)
IP	índice de plasticidad (sin dimensión) (también I_p)
p	presión (kg/cm ²) y también esfuerzo normal en el plano de falla
p', \bar{p}	presión efectiva en la falla, presión efectiva (kg/cm ²)
Q	carga total (kg)
q	presión sobre el suelo (kg/cm ²); gasto (cm ³ /seg)
q_a	presión admisible en el suelo (kg/cm ²)
q_0	capacidad de carga límite del suelo (kg/cm ²)
q_r	resistencia a compresión en ensayo triaxial (kg/cm ²)
q_s	capacidad de sustentación admisible (kg/cm ²)
q_u	resistencia a compresión uniaxial (kg/cm ²)
r	radio
S_1	grado de saturación, fuerza cortante (kg)
FS	factor de seguridad (también F_s)
s	esfuerzo cortante (kg/cm ²)
T	factor de tiempo
T_0	tensión superficial (g/cm)
t	tiempo (segundos, minutos o días)
U	porcentaje de consolidación; fuerza de subpresión (kg)
u	esfuerzo neutro (kg/cm ²)
V	volumen (m ³ o cm ³)

W	peso (g o kg)
w	humedad o contenido de agua
z	profundidad (m o cm; positiva hacia abajo)
α	ángulo de un plano con el plano principal mayor y también ángulo del plano de falla con el plano principal mayor.
β	ángulo del paramento de una presa de tierra, terraplén o relleno detrás de un muro de sostenimiento de tierras con respecto a un plano horizontal.
γ	peso específico (kg/m^3 o g/cm^3); también deformación por cortante (sin dimensión)
γ_w	peso específico del agua (kg/m^3 o g/cm^3)
γ^i	peso específico del suelo sumergido en agua (kg/m^3 o g/cm^3)
γ_d	peso de los sólidos del suelo en la unidad cúbica del suelo (kg/m^3 o g/cm^3)
Δ	cambio o incremento (se usa como prefijo)
δ	ángulo de rozamiento en los muros
ϵ	deformación (sin dimensión)
ν	módulo de Poisson
ρ	asentamiento (cm)
σ	esfuerzo normal (kg/cm^2)
$\sigma', \bar{\sigma}$	esfuerzo normal efectivo
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	esfuerzos principales
σ'_c	carga de preconsolidación
σ_h	esfuerzo horizontal (también σ_x, σ_y)
σ_0	esfuerzo inicial
σ_z, σ_v	esfuerzo vertical
σ_α	esfuerzo normal en un plano que forma el ángulo α con el plano principal mayor
τ	esfuerzo cortante
τ_α	esfuerzo cortante en un plano que forma el ángulo α con el plano principal mayor
ϕ	ángulo de fricción interna

Equivalencias útiles

Actualmente, los ingenieros utilizan tres sistemas para expresar las unidades fundamentales de medida: El Sistema Inglés, basado en el pie y la libra fuerza; el Sistema Métrico, basado en el metro y el kilogramo fuerza y el SI, basado en el metro y el kilogramo masa. En este libro se emplean los sistemas Inglés y Métrico que usan el pie y el metro como unidades fundamentales de longitud y la libra y el kilogramo como unidades de fuerza. Debido a que los tres sistemas se usan en la bibliografía internacional, que cada vez es más voluminosa, el ingeniero necesita hacer las conversiones de unidades.

Dimensión	Equivalencia	Aproximación
Longitud	1 pie = 30.5 cm	3m = 10 pies
	1 pulgada = 2.54 cm	
	1 Å = 1×10^{-7} mm = 1×10^{-10} m	
	1 m = 3.28 pies	
Volumen	1 yarda ³ = 0.765 m ³	1m ³ = 4/3 yarda ³
	1 m ³ = 35.3 pies ³	
Peso específico	62.4 libras/pie ³ = 1g/cm ³	
Fuerza	1 libra = 454 g	
	1 libra = 4.48 Newtons	
	1 Newton = 10 ⁵ dinas	
	1 kip/pie ² = 0.488 kg/cm ²	1 ton/pie ² = 1 kg/cm ²
	1 kip/pie ² = 0.0488 ton/m ²	1 kip/pie ² = 1/2 kg/cm ²

20 Equivalencias útiles

Dimensión	Equivalencia	Aproximación
	1 libra/pulgada ² = 0.0704 kg/cm ²	
	1 kip/pie ² = 4.7 × 10 ⁴ Newtons/m ²	
	1 libra/pulgada ² = 0.689 Newtons/cm ²	
	1 Bar = 10 Newtons/cm ²	
Velocidad	1 pie/minuto = 0.509 cm/segundo	1 cm/segundo = 2 pies/minuto
	1 pie/año = 0.966 × 10 ⁻⁶ cm/seg	1 cm/segundo =
Aceleración	$g = 32.2$ pies/segundo ² = 9.81 m/segundo ²	1 × 10 ⁶ pie/año
Gasto	1 pie ³ /segundo = 0.0283 m ³ /seg	
	1 pie ³ /minuto = 0.472 l/segundo	

Naturaleza de los suelos y de las rocas

El lugar para ubicar un supermercado fue fijado estratégicamente en la intersección de dos calles principales, aunque la mayor parte del terreno era la ladera de una colina. A fin de disponer de suficiente espacio horizontal para la construcción del edificio y para el estacionamiento de los automóviles, se hizo un amplio corte al pie del talud, lo que aumentó la pendiente de la ladera; pero como el suelo era aparentemente muy firme, el constructor supuso que estaría segura. Unos meses después, el propietario notó que se levantaba la esquina posterior de su nuevo edificio, que estaba a seis metros del pie del corte; al mismo tiempo, la calzada entre el edificio y la colina se hacía más angosta. Según el constructor, la causa de este fenómeno era el deslizamiento de la tierra al pie del talud, por lo cual construyó un muro de sostenimiento de tierras de concreto para impedir el movimiento. En vez de detenerse el deslizamiento, el muro y la colina se movieron hacia el edificio. Frenético el constructor hincó un tablestacado de acero entre el edificio y la ladera para soportar el muro de concreto y la colina. El movimiento continuó del mismo modo. Finalmente, y ya desesperado, construyó una viga horizontal de concreto armado contra el tablestacado soportada por pilotes inclinados de acero de sección H hincados hasta la roca. La ladera, el muro, el tablestacado y la viga continuaron avanzando hacia el edificio.

Una investigación de las condiciones del suelo reveló que la arcilla firme de la ladera de la colina absorbió agua, y se expansionó cuando el peso sobre el suelo se redujo al hacerse el corte al pie del talud. La expansión se produjo lentamente, por eso el talud recién excavado parecía estable. El suelo expansionado era mucho más débil que en su estado natural y no podía sostenerse a sí mismo con la nueva pendiente del talud. El muro de sostenimiento de tierras y el tablestacado se proyectaron,

22 *Naturaleza de los suelos y de las rocas*

siguiendo las fórmulas usuales, y fueron insuficientes para resistir la masa de tierra sin soporte, que se movía en la ladera.

El proyecto no era grande y el costo de la excavación y edificio fue de un poco más de 100,000 dólares. El costo del muro de sostenimiento, el tablestacado y la viga de hormigón fue de 80,000 dólares, casi tanto como el costo del proyecto original, pero fue inútil para corregir los defectos. En ese momento la totalidad del proyecto era un desastre económico, porque las obras de reparación de la inestable ladera fueron más costosas que el propio edificio.

El propietario decidió que la única alternativa que tenía para evitar la bancarrota era mantener en servicio el negocio. Arrendó una pala mecánica y un camión, y cada semana quitaba del pie del talud, el suelo que se deslizaba y lo transportaba a la cima del área que se deslizaba, descargándolo sobre la masa de suelo que se movía. Su objetivo era rellenar la depresión formada por el deslizamiento y proteger una calle de la ciudad y algunas casas situadas más arriba en la colina. El relleno sólo agravó el movimiento y no pudo soportar el terreno que estaba arriba del deslizamiento. Primero la calle, después una tubería principal de gas y, por último, una casa distante quedaron destruidas y, al final, todo lo tuvo que pagar el dueño del establecimiento. Las ventas en este lugar eran tan buenas, que aun siendo muy costoso el creciente deterioro, no se decidía a interrumpirlas. Finalmente, después de tres años, obtuvo servicios profesionales e instaló un sistema de drenaje que redujo gradualmente el agua en la ladera, cesando virtualmente el movimiento. El costo de la solución técnica del problema fue menor que la cantidad gastada.

Estos fracasos no son raros, e ilustran la necesidad de hacer estudios cuidadosos y científicos del suelo, aun en los casos de pequeños proyectos. Aunque las condiciones encontradas en el ejemplo precedente no son normales, pudieron haber sido previstas, si se hubiera hecho una investigación que hubiera costado menos de 1,000 dólares; y se hubiera podido hacer un proyecto seguro para la ladera de la colina y la estructura, dentro de los límites económicos del proyecto total.

Tradicionalmente, los ingenieros y constructores no le han dado a los problemas del suelo la atención que requieren. Con mucha frecuencia, los proyectos se han basado en datos tomados de manuales escritos hace años, experiencias en otros lugares que no son representativos y, a veces, en suposiciones acerca de las propiedades del suelo. A los factores de seguridad, generosos en extremo (en algunos casos tan altos como 20), se debe el que no se hayan producido grandes fracasos. Muy a menudo, las obras de construcción que implicaban problemas de suelos se han basado en tanteos ciegos; pero los costosos fracasos y la muerte de trabajadores son un precio demasiado alto que se paga por la experiencia.

1:1 DEFINICION DEL SUELO Y DE LA ROCA

La falta de un planteamiento racional de los problemas de proyecto y construcción de obras de suelo se debe a la poca comprensión de la compleja naturaleza y comportamiento de los suelos. Hasta el siglo **xx** los ingenieros consideraban el suelo como un amasijo de brujas, una mezcla misteriosa, imposible de estudiar científicamente. Los grandes avances de la técnica, en el estudio de los suelos, ha conducido a un mejor conocimiento de su naturaleza y a métodos racionales en el proyecto y en la construcción.

Definición de suelo. Para un agricultor el suelo es la substancia que da vida a las plantas, mientras que para un geólogo es un término ambiguo que significa el material que da vida, así como el material suelto o capa de la cual proviene aquél. Para el ingeniero el término *suelo* tiene una significación más amplia.

Tierra o *suelo* se define en ingeniería como *cualquier material no consolidado compuesto de distintas partículas sólidas con gases o líquidos incluidos*. El tamaño máximo de las partículas que pueden calificarse como suelo no es fijo, pero lo determina la función en que ellas están implicadas. En las excavaciones para cimientos y trincheras, que se ejecutan a mano, y en la construcción de rellenos por capas, el tamaño máximo es de 30 cm de diámetro (40 kg), que es el tamaño máximo que un hombre puede levantar. Cuando la excavación se ejecuta mecánicamente el límite que a veces se fija, es $\frac{1}{2} \text{ m}^3$ (1 tonelada aproximadamente).

El suelo contiene una amplia variedad de materiales tales como la grava, la arena y las mezclas arcillosas depositadas por glaciares, las arenas aluviales y los limos y arcillas de los depósitos aluviales de los ríos, las arcillas marinas blandas y las arenas de las playas de la costa, las rocas muy meteorizadas de los trópicos, y hasta las escorias, los bastidores de camas, las latas y las cenizas de los vertederos de las ciudades. Los suelos pueden ser mezclas bien definidas de unos cuantos minerales específicos o mezclas heterogéneas de cualquier cosa.

Definición de roca. En ingeniería, la roca se define como material endurecido que para excavarlo se necesitan usar taladros, cuñas, explosivos y otros procedimientos de fuerza bruta. El grado mínimo de dureza que caracteriza a una roca se ha fijado como la resistencia a compresión de 14 kg/cm^2 . La línea divisoria entre suelo y roca no está definida en todos los casos; hay una serie continua de materiales, desde el suelo más suelto hasta la roca más dura, y cualquier división entre las dos categorías es arbitraria. En la preparación de documentos para obras de ingeniería, tales como especificaciones, el ingeniero debe definir con precisión los límites, de manera que todos los que intervengan en el trabajo estén de acuerdo.

24 Naturaleza de los suelos y de las rocas

La definición de roca, desde el punto de vista ingenieril o técnico, es complicada debido a su estructura y sus defectos. Una roca que es dura pero que está fracturada, puede ser más fácil de excavar que una blanda pero de un material más coherente. Aunque la roca fracturada sea más fácil de excavar puede que sea necesario entibarla, cuando la excavación es profunda, mientras que la roca blanda puede sostenerse sin soporte alguno.

Por tanto, los problemas de ingeniería en suelo o roca, rara vez pueden resolverse confiando ciegamente en datos empíricos recogidos de proyectos anteriores o en los más seductores análisis de computadoras. Cada situación es única y requiere una cuidadosa investigación y un completo análisis científico, así como el criterio ingenieril basado en una vasta experiencia. Y aún más, la ingeniería del suelo y de la roca requieren imaginación, intuición, iniciativa y coraje. Imaginación para ver representadas en tres dimensiones las fuerzas y reacciones de los complejos materiales; intuición para inferir lo que no puede deducirse del conocimiento científico o de experiencias anteriores; iniciativa para inventar nuevas soluciones para los viejos y nuevos problemas; y coraje para dar término al trabajo a pesar de los escépticos, afrontando los riesgos siempre presentes de lo desconocido. Esto es un desafío constante y hace que la verdadera ingeniería sea una tarea grata y seductora.

1:2 DESARROLLO DE LA INGENIERIA DE SUELOS Y ROCAS

Los problemas de la ingeniería de suelo en la construcción comenzaron antes de los albores de la historia. Algunas de las primeras construcciones de tierra consistieron en hacer hoyos para enterrar los cadáveres o soterrar los excrementos, y en erigir montículos para ceremonias de culto o funerarias. La tierra en forma de ladrillos secados al sol o los revoques de fango con varillas o cañas, se usaron en la construcción de casas.

Los constructores de las antiguas civilizaciones como las de la India y Babilonia, han dejado numerosos ejemplos que muestran la habilidad que tuvieron para tratar los problemas relacionados con el suelo. Algunas presas de tierra de la India han estado almacenando agua por más de dos mil años. Las ciudades de Babilonia fueron construidas sobre rellenos para lograr una elevación superior a la de las crecientes, y los edificios se construyeron sobre capas de piedras para repartir el peso sobre el blando suelo inferior. Sus constructores fueron diestros artesanos que aprendieron por propia y dura experiencia o por los éxitos y fracasos de los demás. Durante la Edad Media los artesanos mejoraron el arte de las construcciones relacionadas con el suelo por el procedimiento de tanteos, ya que los primeros científicos les prestaron muy poca ayuda, pues pensaban que esos problemas pugnaban con la dignidad de un caballero.

Sin embargo, desde el siglo XVIII la necesidad de mejores construcciones obligó a los científicos e ingenieros a estudiar los problemas de suelos y tratar de analizarlos como cualquier otro problema estructural. Algunos eminentes investigadores como Coulomb y Rankine, bien conocidos en el campo de la física y la mecánica aplicada, prestaron atención a la mecánica de las masas de tierra. Estos investigadores iniciaron sus trabajos con estudios matemáticos de la resistencia del suelo o con toscos experimentos hechos sobre montones de arena, y de ellos dedujeron expresiones para el empuje de tierras en los muros y la capacidad de carga de las cimentaciones. El procedimiento fue lógico, y cuando lo aplicaron a otros problemas de mecánica arribaron a teorías que todavía se aceptan como buenas.

No obstante, las teorías que ellos desarrollaron para los suelos, a menudo, se producían fallas funestas. Los muros de sostenimiento de tierras fallaban, los edificios se asentaban y las excavaciones se derrumbaban cuando los proyectos se hacían siguiendo esas teorías.

El tremendo incremento en el tamaño de las estructuras que se produjo al iniciarse el siglo XX y la necesidad de hacer su construcción más económica, obligó a muchos ingenieros destacados a revisar los trabajos de los primeros investigadores y a desarrollar métodos nuevos y más realistas de análisis de las masas de suelo. Los trabajos de Fellenius en Suecia, Kogler en Alemania, Hogentogler en los Estados Unidos de América y sobre todo las contribuciones de Karl Terzaghi en Europa y en los Estados Unidos de América, propiciaron el nacimiento de una nueva rama de la ingeniería civil, la *mecánica del suelo* y sus aplicaciones a los problemas prácticos, la *ingeniería del suelo*. Desde mediados de la década de los años 30, la mecánica del suelo es un instrumento indispensable para el proyectista y una ayuda para el constructor que tenga que trabajar con tierra.

La mecánica de la roca es una ciencia aplicada que se ha desarrollado paralelamente. Pozos y túneles fueron excavados en roca en los primeros tiempos de Grecia y de Roma. La técnica de explotación de canteras evolucionó, debido a la demanda de cantos labrados con esmero, para la construcción de grandes obras arquitectónicas y las esculturas de mármol de aquella época. Los conocimientos que se adquirieron fueron, hasta finales del siglo XIX, producto más de la experiencia que de la ciencia. Es interesante constatar que muchos de los primeros adelantos en ingeniería mecánica, incluyendo las bombas y las máquinas de vapor, se debieron a las necesidades de las minas; sin embargo, la roca como tal fue poco estudiada científicamente. La moderna y científica mecánica de la roca se ha desarrollado por las necesidades, tanto de las minas como de la industria de la construcción. Aunque la mecánica del suelo y la mecánica de la roca aparentemente parecen diferentes, las diferencias están

en el énfasis y en la terminología. El arte de la mecánica de la roca está orientado hacia la mina. El análisis científico ha insistido en el comportamiento de masas relativamente rígidas entrecruzadas de grietas. La mecánica del suelo está orientada hacia la construcción y hace énfasis en el comportamiento de materiales débiles y compresibles. Una visión de conjunto muestra pocas diferencias entre ambas, tanto científica como prácticamente. Tanto el ingeniero civil, como el constructor y el minero, se interesan en la totalidad de los materiales, desde los suelos más blandos hasta las rocas más duras, y cualquier separación entre la mecánica del suelo y la de la roca depende del punto de vista de los ingenieros y artesanos al respecto.

Problemas de la ingeniería del suelo y de la roca. Hay dos tipos de problemas relacionados con la ingeniería del suelo. El primer tipo se refiere a los suelos y a las rocas tal como se encuentran en la naturaleza. Los edificios se cimientan corrientemente en el suelo sin alterarlo, las excavaciones y los cortes para las carreteras se hacen en terreno natural y los drenajes se hacen para eliminar el agua del terreno disponible. El segundo tipo se refiere a problemas en los que los suelos o las rocas se emplean como materiales de construcción. En los terraplenes para carreteras y ferrocarriles, en las presas de tierra y diques y en las subrasantes de las carreteras y aeropistas, se emplea la tierra como material de construcción. En este último tipo, el suelo y la roca cambian sus características para transformarse en nuevos materiales, de la misma manera que la arena, el cemento y la piedra se transforman en concreto.

Al afrontar cada uno de estos problemas el ingeniero siempre debe tener en mente, sobre todo, que está tratando con un material muy complejo y con ingredientes variables, los cuales, algunas veces parece que desafían todas las leyes de la naturaleza. Para un estudio cuidadoso basado en un análisis científico y un sano juicio, se pueden analizar aun los problemas más difíciles. En general, la exactitud de los resultados numéricos no excede de una o dos cifras significativas, pero en la mayoría de los casos ésta es tan buena como la que se obtiene al calcular los esfuerzos producidos en una estructura por las cargas accidentales que se han supuesto.

1:3 FASES EN LA COMPOSICION DEL SUELO Y DE LA ROCA

Sistemas de tres fases. Como por definición el suelo incluye a todos los materiales sin consolidar, podemos suponer que se compone de muchos ingredientes diferentes que pueden encontrarse en los tres estados o fases de la materia: sólido, líquido y gaseoso. Lo mismo es aplicable a muchas rocas que, aunque consolidadas y endurecidas, casi todas contienen materia líquida y gaseosa.

La relación entre los pesos y volúmenes de las diferentes fases es importante, porque nos ayuda a definir las condiciones del suelo o su comportamiento físico. El ingeniero debe comprender antes que nada, y de una manera clara, las definiciones y términos que se asignan a estas relaciones para que pueda lograr una conocimiento cabal de las propiedades de los suelos y de las rocas.^{1,11}

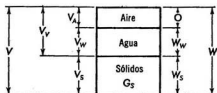


Fig. 1.1 Diagrama en bloque de las relaciones entre los pesos y volúmenes de los sólidos, el aire y el agua, en una masa de suelo o roca.

Los volúmenes y pesos de las diferentes fases de la materia en un suelo se pueden representar por un esquema o diagrama en bloque como el de la figura 1:1.^{1,12} El volumen total y el peso están representados por la totalidad del bloque; los sólidos por la sección inferior, los líquidos por la sección intermedia y los gases por la sección superior. Se puede considerar prácticamente que el gas es aire (aunque algunas veces se encuentra metano en los suelos que contienen materia orgánica en descomposición), y el líquido es agua (aunque el agua puede contener pequeñas cantidades de sales en disolución). La composición de los sólidos, si varía considerablemente, será estudiada en detalle en la sección 1:4.

Relaciones volumétricas. El volumen de los sólidos en la masa de suelo o roca se designa por V_s , el volumen del agua por V_w y el volumen del aire por V_a . El volumen total de la masa de suelo, V , incluye aire, agua y sólidos. A los espacios entre las partículas sólidas, que están ocupados por el aire y el agua se les llama *poros o vacíos*, y su volumen se designa por V_v . La razón del volumen de los poros al volumen de los sólidos se llama índice de poros, o *relación de vacíos*, e , y se expresa así:

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (1:1)$$

La relación de vacíos siempre se expresa como un número decimal. Otra manera de expresar la relación entre los poros y los sólidos es la *porosidad*, n , que se define así:

$$n = \frac{V_v}{V} \times 100 \text{ por ciento} \quad (1:2)$$

y siempre se expresa como porcentaje.

28 Naturaleza de los suelos y de las rocas

Los poros o vacíos en la roca se encuentran en dos formas: poros aislados, como menudas burbujas rodeadas totalmente por sólidos, y poros interconectados o poros abiertos, similares a los de los suelos. Los cambios que ocurren en los poros interconectados son los que tienen un papel predominante en el comportamiento físico de las rocas. La relación de vacíos aparente o la porosidad aparente de los poros abiertos interconectados es menor que la *verdadera porosidad total*, la cual incluye todos los poros. La porosidad total es difícil de medir y tiene menor importancia ingenieril. Cuando en este texto se hace referencia a la relación de vacíos o a la porosidad de la roca y del suelo, debe entenderse que sólo se consideran los poros interconectados. (En muchos trabajos publicados sobre mecánica de la roca, a veces, no está claro a cuál porosidad se refieren; el lector debe, a menudo, averiguarlo por deducción).

El grado de saturación, S , expresa la razón del volumen de agua al volumen de los poros y siempre se expresa en porcentaje,

$$S = \frac{V_w}{V_v} \times \text{por ciento} \quad (1:3)$$

Se dice que un suelo está saturado si S es igual a 100 por ciento.

Relaciones de los pesos. El peso de los sólidos en la masa de suelo o de roca se designa por W_s , el peso del agua por W_w y el peso total de la masa de suelo que incluye agua y sólidos por W (no se tiene en cuenta el peso del aire por ser insignificante). La razón del peso del agua al peso de los sólidos se llama humedad (contenido de agua), w , y se expresa por la fórmula

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times \text{por ciento} \quad (1:4)$$

El *peso específico* (peso unitario de una masa de suelo es la razón del peso de la masa de suelo al volumen de la masa de suelo; se designa por la letra griega γ (gamma) y se expresa en libras por pie cúbico, gramos por centímetro cúbico o kilogramos por metro cúbico:

$$\gamma = \frac{W}{V}. \quad (1:5)$$

El *peso específico del agua*, γ_w , es 1g/cm^3 , 1 kg/cm^3 o $1,000\text{ kg/m}^3$.

El *peso específico* relativo de una sustancia es la razón de su peso al peso de igual volumen de agua. El peso específico relativo de una masa de suelo o de roca (que incluye aire, agua y sólidos) se denomina *peso de la masa* o *específico aparente*; se designa por G_m y se puede expresar por la fórmula

$$G_m = \frac{\gamma}{\gamma_w} = \frac{W}{V\gamma_w}. \quad (1:6)$$

El *peso específico relativo de los sólidos* G_s (con la exclusión del aire y del agua), se expresa por

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad (1:7)$$

Este es el promedio ponderal de los minerales del suelo. El peso específico relativo de las rocas se puede expresar de dos maneras: incluyendo los poros aislados y cualquier gas o líquido que los llene, o el peso específico relativo de la materia sólida solamente. Por conveniencia es usual incluir el efecto de los poros aislados en el peso específico relativo de las rocas. El peso específico relativo de una roca puede ser por tanto, algo menor que el del promedio ponderal de los minerales que la constituyen.

El peso específico relativo es una razón adimensional y tiene el mismo valor en el S.M.D. (Sistema Métrico Decimal) que en el S.M.I. (Sistema Métrico Inglés). El peso específico relativo y el peso específico son numéricamente iguales en el S.M.D. pero no en el S.M.I.

Cálculos en los que se usan estas relaciones. Las relaciones entre los volúmenes y los pesos son muy importantes y se emplean en muchos cálculos de problemas de suelos, como son: la determinación de la estabilidad de las masas de suelo, la estimación del asentamiento de los edificios o para especificar el grado de compactación necesario en la construcción de terraplenes. Estos cálculos son la aritmética de la mecánica del suelo y se deben dominar antes de proseguir el estudio de esta materia. Antes de efectuar cada cálculo se debe dibujar un esquema con la relación de las diferentes fases y los datos del problema, como se indica en el ejemplo siguiente:

Ejemplo 1:1

Calcular el peso específico, la relación de vacíos, la humedad, la porosidad y el grado de saturación en un trozo de suelo húmedo que pesa 20.4 kg y tiene un volumen de 12,200 cm³ (figura 1:2). Cuando el trozo de suelo se secó en la estufa pesó 18.2 kg. El peso específico relativo de los sólidos es 2.67.

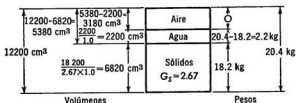


Fig. 1:2 Esquema demostrativo del cálculo de los pesos y volúmenes del ejemplo 1:1.

30 Naturaleza de los suelos y de las rocas

1. $V = 12,200 \text{ cm}^3$, $W = 20.4 \text{ kg}$, $G_s = 2.67$, $W_s = 18.2 \text{ kg}$.
2. $W_w = 20.4 - 18.2 = 2.2 \text{ kg}$.
3. $\gamma = 20,400 \text{ g}/12,200 \text{ cm}^3 = 1.67 \text{ g/cm}^3$.
4. $G_m = 1.67/1.0 = 1.67$.
5. $V_w = 2,200 \text{ g}/1.0 \text{ g/cm}^3 = 2,200 \text{ cm}^3$.
6. $V_s = 18,200 \text{ g}/1.0 \text{ g/cm}^3 \times 2.67 = 6,820 \text{ cm}^3$.
7. $V_v = 12,200 - 6,820 = 5,380 \text{ cm}^3$.
8. $V_a = 5,380 - 2,200 = 3,180 \text{ cm}^3$.
9. $e = 5,380/6,820 = 0.79$.
10. $n = (5,380/12,200) \times 100\% = 44\%$.
11. $S = (2,200/5,380) \times 100\% = 41\%$.
12. $w = (2,200/18,200) \times 100\% = 12\%$.

Ejemplo 1:2

Calcular la relación de vacíos y el peso específico relativo de los sólidos en un suelo saturado cuya densidad es 1.88 g/cm^3 y cuya humedad es 41% (figura 1.3).

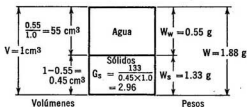


Fig. 1.3 Esquema demostrativo del cálculo de los pesos y volúmenes del ejemplo 1:2.

1. $\gamma = 1.88 \text{ g/cm}^3$, $w = 41\%$, $S = 100\%$.
2. Suponiendo un volumen de suelo de 1 cm^3 , $V = 1 \text{ cm}^3$, $W = 1.88 \text{ g}$.
3. $W_w/W_s = 0.41$; $W_w + W_s = 1.88 \text{ g}$; $W_s + 0.41 W_s = 1.88 \text{ g}$;
 $W_s = 1.33 \text{ g}$; $W_w = 0.55 \text{ g}$.
4. $V_v = V_w = 0.55/1.0 = 0.55 \text{ cm}^3$.
5. $V_s = 1.00 - 0.55 = 0.45 \text{ cm}^3$.
6. $G_s = 1.33/0.45 = 2.96$.
7. $e = .55/0.45 = 1.22$.

1:4 SÓLIDOS: MINERALES DE LAS ROCAS Y METEORIZACION

La fase sólida es la que determina, en su mayor parte, el comportamiento ingenieril del suelo, y es la parte dominante en la roca. De acuerdo

con la definición que se hace en ingeniería, casi cualquier cosa de la corteza terrestre está incluida en la definición de suelo y de roca. Los más importantes sólidos caen dentro de estas tres clases: 1) minerales, 2) productos de síntesis orgánica y descomposición, y 3) materiales artificiales. Desde luego, los constituyentes más importantes del suelo y de la roca son los minerales: compuestos químicos definidos en estado natural de estructura cristalina.

Minerales predominantes. Aunque hay cientos de minerales catalogados en los manuales de mineralogía, un número relativamente pequeño constituye la mayor parte de las rocas y suelos. Estos minerales y sus propiedades principales, las que tienen relación con la ingeniería civil, están agrupados en la Tabla 1:1

Meteorización de las rocas. La meteorización de las rocas es la fragmentación de la masa de roca en pedazos más pequeños por procesos naturales, mecánicos, químicos o de solución. La *meteorización mecánica* o *desintegración* es una combinación de romper, astillar y moler, que reduce la roca a pedazos cada vez más pequeños, pero que conservan su composición mineral original. Las causas de este fenómeno son las siguientes: la congelación de las aguas acumuladas en las grietas y poros, el choque del agua, el desgaste o abrasión producido por las gravas y cantos rodados que acarrean los torrentes y ríos, el golpear de las olas en las playas y farallones, el golpear de las arenas que acarrean los vientos desérticos, la expansión y contracción de la roca por violentos cambios de temperatura y la acción arrasadora de los glaciares. La *meteorización química* o *descomposición* es una alteración química de los minerales de la roca para formar nuevos minerales, que generalmente tienen propiedades físicas y químicas completamente diferentes de los que les dieron origen. Esta alteración es causada por la reacción de los minerales con el agua, en anhídrido carbónico y el oxígeno del aire, los ácidos orgánicos de plantas en descomposición y las sales disueltas que se encuentran en el agua. La *solución* es el proceso por el cual los minerales solubles de la roca se disuelven dejando como residuo los minerales insolubles. Estos tres procesos ocurren simultáneamente, pero con diferentes intensidades que dependen del clima, la topografía y la composición de la roca original. En general, la descomposición predomina en regiones calientes y húmedas y en áreas de topografía plana, y la desintegración en regiones secas y en áreas de topografía accidentada. La solución predomina en regiones húmedas con rocas subyacentes solubles.

Minerales y meteorización. La *silice* (dióxido de silíceo) es uno de los más importantes constituyentes de muchas rocas y de la mayor parte de los suelos. Se presenta en la naturaleza en dos formas: cristalina (cuarzo) y amorfa (pedernal, sílex y calcedonia). Es inerte a la meteorización

TABLA 1:1 PRINCIPALES MINERALES DE ROCAS Y SUELOS

Grupo mineral	Varietad	Dureza*	Color	Exfoliación	Peso específico relativo
Sílice	Cuarzo	7	Incoloro-blanco	Ninguna	2.66
	Pedernal	7	Claro	Ninguna	2.66
Feldespato	Ortoclase, microlina	6	Blanco-rosado	Angulo recto	2.56
	Plagioclase	6	Blanco-gris	Angulo recto	2.6-2.75
				Superficie estriada	
Mica	Muscovita	2-2.5	Plateado	Escamosa fina	2.75-3.0
	Biotita	2.5-3	Oscuro	Escamosa fina	
Ferromagnesiano	Piroxeno: augita	5-6	Negro	Angulo recto	3.1-3.6
	Anfibolita: hornblenda	5-6	Negro	Angulo oblicuo	2.9-3.8
	Olivino	6-5.7	Verdoso		3.3
Oxidos de hierro	Limonita, magnetita	5-6	Rojo, amarillo, negro		5.4
Calcita†	Cristalina a terrosa	3	Blanco-gris	3 caras del paralelogramo	2.7
Dolomita‡	Cristalina a terrosa	4	Blanco-gris	3 caras del paralelogramo	2.8
Minerales arcillosos	Caolinita, illita Montmorillonita	1	Blanco	Terrosa	2.2-2.6
Celulosa				Fibrosa	1.5-2

Nota: * Dureza: Uña = 2, moneda de cobre = 3, cortaplumas = 5, vidrio = 5.5.

† Produce efervescencia con ácido clorhídrico frío.

‡ Ligera efervescencia con ácido frío.

química e insoluble al agua, aunque ligeramente soluble en un medio básico. En la forma cristalina y en la mayoría de los casos de la amorfa, es dura y tenaz, no presenta exfoliación y resiste la meteorización mecánica mejor que otros importantes minerales de las rocas. Se rompe algunas veces en fragmentos irregulares, angulosos y tenaces, que resisten la abrasión.

Los *feldespatos* constituyen, en orden de importancia, el segundo grupo de minerales que forman las rocas; están constituidos por polisilicatos de aluminio y potasio, sodio y calcio. Son frágiles, con planos de exfoliaciones pronunciados y se rompen fácilmente para formar pequeñas partículas prismáticas. Son muy susceptibles a la descomposición química, y la desintegración mecánica acelera este proceso, a tal extremo, que es raro encontrar fragmentos de feldespato en los suelos de las regiones húmedas. Los productos de la descomposición de los feldespatos son muy variables y dependen del tipo de feldespato y de las condiciones de la meteorización, pero se pueden incluir en tres grupos: silicatos complejos de aluminio hidratados o carbonatos solubles o semisolubles de sodio y metales similares y sílice (generalmente en suspensión coloidal). Los silicatos de aluminio hidratados constituyen una familia que se llama *minerales arcillosos*, que físicamente son muy diferentes de los feldespatos de donde provienen.

Las *micas* constituyen una segunda familia de silicatos minerales que corrientemente contienen hierro y magnesio además de potasio. Las láminas de mica son blandas y flexibles con una pronunciada exfoliación; se separan fácilmente y se rompen para formar láminas más pequeñas y finas. La descomposición química es similar a la de los feldespatos, produciendo minerales arcillosos, carbonatos y sílice; también se forman óxidos de hierro cuando las micas tienen este metal. La descomposición química no es tan rápida como en los feldespatos, por ello se encuentran con frecuencia en los suelos de regiones húmedas.

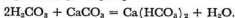
La familia de minerales *ferromagnesianos* (incluyendo la horblenda, el olivino y el piroxeno) son silicatos complejos de aluminio que contienen además hierro y magnesio; son moderadamente duros y resistentes, no tienen exfoliación pronunciada y se rompen mecánicamente en fragmentos irregulares de color oscuro. Al descomponerse químicamente forman óxidos de hierro, minerales arcillosos y los otros productos de la descomposición de los silicatos.

Los óxidos e hidróxidos de hierro se presentan, en la naturaleza, en diversas formas cristalinas y amorfas y en ambas, existe el estado ferroso y férrico. Pueden estar presentes en la roca original, pero pueden ser también el producto de la meteorización de los minerales que contienen hierro, como la biotita o el grupo ferromagnesiano. Al hierro se debe, en gran medida, la coloración de los materiales, desde los matices verdosos de las formaciones de hierro ferroso profundamente sumergidas, a los rojos bri-

34 Naturaleza de los suelos y de las rocas

llantes y púrpura de los materiales férricos intensamente oxidados, de los trópicos.

Los carbonatos minerales, calcita y dolomita, se rompen mecánicamente en fragmentos irregulares y prismáticos, dependiendo del grado de cristalización de la roca. Los fragmentos de carbonato, especialmente los pequeños, se encuentran frecuentemente en regiones áridas y glacializadas. En las regiones húmedas la meteorización química se produce por solución. Los ácidos débiles que provienen de la pudrición orgánica y de las raíces de las plantas, pero principalmente el dióxido de carbono disuelto en agua, produce la siguiente reacción:



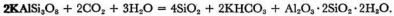
El bicarbonato soluble es lixiviado con el agua subterránea, dejando todas las porciones insolubles de la roca original, como son el pedernal, el cuarzo, los minerales arcillosos y los óxidos de hierro.

Reprecipitación. Los productos solubles de la meteorización, tales como los carbonatos y bicarbonatos, así como la sílice, los óxidos de hierro y los hidróxidos de hierro en estado coloidal, son transportados del punto de origen por el agua que se infiltra. Más adelante, los cambios físicos y químicos que se producen en un nuevo y alejado ambiente, causan la precipitación de los materiales transportados, tanto en forma coloidal como cristalina. Esto ocurre frecuentemente en los poros de los suelos o en las fisuras de las rocas, llenándolos y, algunas veces, cementando la masa que se convierte en un nuevo material.

La meteorización es un proceso dinámico; los minerales de las rocas se rompen, cambian químicamente y se disuelven en agua. El producto final, suelo, está formado por un grupo relativamente pequeño de minerales: predominantemente cuarzo y minerales arcillosos, con cantidades variables de mica, minerales ferromagnesianos, óxidos de hierro y carbonatos. Las alteraciones continúan con los cambios del medio ambiente que naturalmente ocurren y que son producidos por el drenaje, las excavaciones, las inundaciones, los rellenos y por el peso de las estructuras.

1 : 5 MINERALES ARCILLOSOS

La descomposición de los feldespatos, micas y minerales ferromagnesianos, todos los cuales son silicatos de aluminio complejos, se produce de muchas maneras. Los factores principales son la humedad, la temperatura, el ambiente oxidante o reductor, los iones presentes en solución (incluyendo los liberados por meteorización), la presión y el tiempo. Las reacciones son varias, y la siguiente forma supersimplificada de la descomposición de los feldespatos ilustra cómo puede producirse este fenómeno.



El primer producto, sílice, está en forma de gel coloidal o suspensión; el segundo, bicarbonato potásico, está en solución, y el tercero es un silicato de aluminio hidratado, que es un mineral arcilloso simplificado.

Hay muchas formas de minerales arcillosos, con algunas semejanzas y grandes diferencias en composición, estructura y comportamiento. Todos son de grano extremadamente fino, con grandes áreas superficiales por unidad de masa. Todos tienen, probablemente, una estructura cristalina definida, que incluye gran número de átomos agrupados en complejos modelos tridimensionales. Todos son eléctricamente activos.

Estructura laminar. La mayoría de los cristales de arcilla consisten en láminas atómicas de dos tipos principalmente: sílice y alúmina. La lámina de sílice es un repetido eslabonamiento de átomos de silicio de valencia 4 y átomos de oxígeno de valencia 2. Cada átomo de silicio está rodeado por cuatro de oxígeno cada uno de los cuales contribuye con una valencia que se eslabona al silicio central. Algunas de las restantes valencias del oxígeno se unen al silicio contiguo, como se indica en la figura 1.4a, pero los oxígenos de uno de los lados de la lámina no están satisfechos. La forma geométrica es de tetraedros con oxígenos en los vértices, un silicio en cada centro y los tetraedros agrupados en un plano para formar repetidos hexágonos, figura 1.4b. La altura del tetraedro y por consiguiente el espesor de la lámina es 5 unidades Angstrom, o sea 5×10^{-7} mm.

La lámina de alúmina, figura 1.4c, es más compleja. Consiste en unidades de un átomo de aluminio rodeado de oxígenos e hidróxidos (OH) que forman octaedros. Los átomos de aluminio adyacentes comparten oxígenos y grupos OH, alternadamente. El espesor de esta unidad es también 5Å. Las láminas formadas al unirse los octaedros no equilibran las valencias, como en el caso del silicio, de manera que ocasionalmente una unidad octaédrica no contendrá aluminio. Esto hace que las láminas no sean simétricas y uniformes.

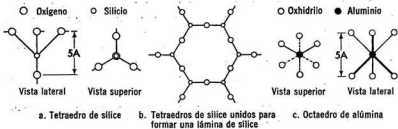


Fig. 1.4 Distribución atómica en las láminas de los minerales de las arcillas.

36 Naturaleza de los suelos y de las rocas

La complejidad de la lámina está acrecentada por la *substitución isomorfa*, que es la sustitución de uno o más aluminios por magnesios. La sustitución del aluminio con valencia 3 por el magnesio con valencia 2 crea un desequilibrio. Esto agrava cualquier desequilibrio local causado por la ausencia de aluminio en el octaedro. De manera similar, el hierro y otros átomos pueden sustituir el aluminio, siempre que se ajusten físicamente al espacio disponible; aun el aluminio puede ser substituido por silicio.

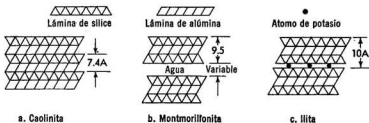


Fig. 1.5 Estructura laminar de las principales familias de los minerales arcillosos.

La mayoría de los minerales arcillosos están formados por láminas de sílice y alúmina empaquetadas entre sí, figura 1.5, para formar placas. Las láminas de sílice comparten los oxígenos no satisfechos, con las láminas de aluminio, para poder formar un conjunto más o menos equilibrado. Cualquier desequilibrio que quede lo pueden satisfacer los cationes suministrados por las sales del agua circundante. En algunos casos, los cationes son compartidos por las placas adyacentes. De manera similar los átomos de hidrógeno pueden desplazarse entre una y otra placa. La atracción compartida llamada *enlace de hidrógeno* es la que une entre sí las placas y las mantiene empaquetadas.

Caolinita. Las caolinitas están formadas por láminas de alúmina y sílice que forman un mineral arcilloso cuya placa unitaria tiene un espesor nominal de 7.4 Å. La familia de la caolinita está formada por varios miembros, de acuerdo con las variaciones de la lámina de alúmina. Están, en general relativamente bien equilibradas eléctricamente y sólo presentan sustituciones isomorfas limitadas. Las láminas están fuertemente unidas, formando placas; además se apilan como las hojas de un libro y forman paquetes de 0.01 mm de espesor. Uno de esos paquetes se muestra en la figura 1.6.

Haloisita. La haloisita es un miembro de la familia de la caolinita que contiene una lámina de agua entre unidades adyacentes de arcilla. El espesor de la unidad de arcilla es más cercana a 10 Å que 7.4 Å. La haloisita

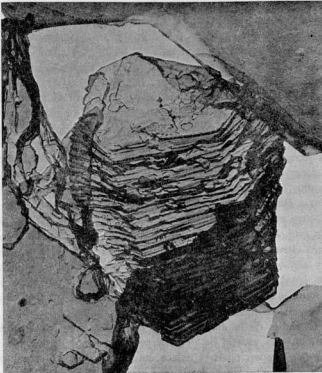


Fig. 1.6 Microfotografía electrónica de caolinita que muestra las distintas placas superpuestas que forman un paquete; aumento 7,400 diámetros. (Cortesía de Electron Microscopy Laboratory, Engineering Experiment Station, Georgia Institute of Technology).

se puede deshidratar por secado, y entonces se reduce su espesor, pero no puede volver a la forma hidratada por rehumedecimiento. Su comportamiento ingenieril cambia completamente por la deshidratación. Serios problemas técnicos en la construcción de terraplenes se han atribuido a la haloisita, que habiéndola ensayado en el laboratorio, después de secada, sin embargo, fue usada húmeda como material de relleno.

Las montmorillonitas, llamadas algunas veces *esmeectitas* forman una gran familia de minerales arcillosos compuestos de una lámina de alúmina entre dos de sílice. El grueso de la placa unidad es 10\AA , pero el ancho puede alcanzar $1 \times 10^4\text{\AA}$. Las unidades no se empaquetan fácilmente y cuando lo hacen se desprenden con facilidad. Las montmorillonitas se caracterizan por una sustitución isomorfa abundante y, en teoría, cada sustitución produce un mineral distinto. La variedad de cationes que se compensan en cada sustitución multiplican aún más la variedad de

montmorillonitas. Muchos minerales diferentes como la nontronita, la saunonita y la saponita están incluidos en este grupo, pero desde el punto de vista ingenieril las diferencias no tienen importancia. Las montmorillonitas se forman generalmente en regiones ricas en rocas ferromagnesianas (la fuente del magnesio), tales como las volcánicas, y particularmente en áreas de altas temperaturas e intensas lluvias.

Iltas. Estas, como las montmorillonitas, están formadas por una lámina de alúmina entre dos de sílice, de espesor 10Å. Sin embargo, las unidades adyacentes de iltas están unidas por sus átomos de potasio compartidos de modo que forman paquetes bastante compactos. Hay limitadas substituciones isomorfas en la lámina de alúmina, pero puede haber algunas substituciones de silicio por el aluminio, en la lámina de sílice. Las iltas se presentan frecuentemente en las lutitas y otros depósitos que fueron sometidos a cambios ambientales, y parecen ser el producto de la alteración de otros minerales arcillosos.

Otros grupos de minerales arcillosos incluyen la *clorita* y la *vermiculita*, que tienen estructura micácea. La vermiculita es parecida a la montmorillonita y algunas veces se la considera como parte de esa familia. Sin embargo, igual que la haloisita, contiene láminas de agua entre las unidades laminares de vermiculita. Estos dos minerales presentan substituciones isomorfas, pero en menor grado que la montmorillonita.

Los minerales de la *atapulcita* son diferentes, pues los tetraedros de sílice forman una cadena de doble capa con átomos de magnesio y de aluminio que proporcionan el enlace entre las capas. El cristal tiene la forma de una larga cinta rizada que contiene moléculas de agua. La *sepiolita* y la *poligorcita* son similares. Parece que estas arcillas se forman de otras que fueron sometidas a la acción de un medio salino muy intenso.

Identificación. La identificación de los materiales arcillosos es muy dificultosa debido al tamaño extremadamente pequeño de las partículas. La mayoría de los suelos contienen diversos minerales arcillosos tan finos y tan parecidos en tamaño y peso, que la separación es prácticamente imposible. Un método de identificación de las mezclas de minerales arcillosos es el *análisis termodiferencial*. Para realizarlo se calienta la arcilla lentamente. El agua se elimina a diferentes temperaturas de acuerdo con la clase de mineral arcilloso. El calor requerido para eliminar el agua produce un cambio característico en la velocidad de calentamiento. La arcilla se identifica empíricamente y semicuantitativamente comparando la velocidad de calentamiento de la muestra ensayada, con la de las curvas típicas de los minerales puros. En el método de *difracción de rayos X* se somete la arcilla a un haz de rayos X a distintos ángulos. La sombra producida por los átomos de la estructura crea una forma típica característica de la cual puede deducirse la distribución atómica. Este es probablemente el

método más seguro de identificación y puede dar, tanto la clase de arcilla como la cantidad presente en la muestra.

En el microscopio electrónico se produce una fotografía sombreada del mineral. Las partículas bien empaquetadas de caolín se pueden identificar fácilmente como en la figura 1.4, pero la montmorillonita, cuyas placas se separan con facilidad, algunas veces produce un dibujo no identificable.

La identificación de los minerales arcillosos y el examen de su estructura es esencial, para poder comprender el comportamiento de los suelos que los contienen. El carácter de la arcilla influye mucho en el drenaje del suelo, su resistencia, compresibilidad y particularmente su reacción a los cambios de humedad. Cualquier método racional para mejorar el comportamiento de un suelo que contenga minerales arcillosos se debe basar en el conocimiento del carácter físico y químico de estos complejos sólidos.

1 : 6 SÓLIDOS ORGÁNICOS, PRECIPITADOS, VOLCÁNICOS Y ARTIFICIALES

Otras formas de sólidos, se encuentran en forma dispersa y, a menudo, sólo representan un pequeño porcentaje del peso total, pero, a lo largo, su influencia en el comportamiento de las masas de suelo y de roca, puede ser mayor de lo que se podría suponer dadas sus proporciones relativas.

Los materiales orgánicos se encuentran en muchos suelos superficiales, particularmente, cuando el medio ambiente no es propicio a la rápida descomposición, tal como ocurre con las capas fibrosas de raíces y sobre todo la vegetación parcialmente podrida que se acumula en las regiones pantanosas donde el agua está estancada o donde los materiales están enterrados en suelos que impiden la circulación del agua y del oxígeno. La pudrición parcial produce ácido sulfhídrico gaseoso que es un grave peligro para los obreros en los trabajos de excavación y que acelera la corrosión de los materiales de construcción. Los productos orgánicos solubles, al lixiviarse, producen las aguas carmelitosas de los pantanos.

A medida que la pudrición prosigue, los trozos de material orgánico pierden su identidad y se convierten en turba fibrosa casi sin estructura. Este material es mayormente celulosa, pero a menudo está mezclado con materia mineral que se deposita simultáneamente. La turba continúa descomponiéndose, si tiene acceso al agua subterránea circulante o al aire, produciéndose gas metano; lo cual provoca explosiones peligrosas en excavaciones y túneles. Los suelos que contienen grandes cantidades de raíces o de turba son tan compresibles que si es posible, no se deben usar. Sin

40 Naturaleza de los suelos y de las rocas

embargo es importante conocerlos y saber cómo usarlos, porque pudiera suceder que no hubiera otra alternativa.

La pudrición orgánica produce ácidos húmicos que reducen el hierro férrico a ferroso y ayudan a la descomposición de los minerales de las rocas y a la formación de las arcillas caolínicas. La concentración de cationes orgánicos también interviene en la estructura de los minerales arcillosos; las arcillas orgánicas se comportan de manera diferente que las inorgánicas. Estos ácidos húmicos se filtran fácilmente en el suelo y la roca, produciendo alteraciones locales a gran profundidad y discontinuidades peculiares en el comportamiento ingenieril de los materiales.

También, la vida orgánica produce suelos y rocas. Las conchas y fragmentos de conchas y las formaciones coralinas del mar son ejemplos bien conocidos de depósitos calcáreos biológicos. Las arenas de playa de algunas islas y aun de continentes, como en la Florida, están formadas mayormente por fragmentos de conchas y de coral. Las diatomeas, diminutos organismos de mar y agua dulce, tienen esqueletos de sílice que parecen ligeros copos de nieve; acumulaciones de estos organismos se encuentran ocasionalmente en los suelos sedimentarios. También se ha pensado que los organismos que fijan el hierro intervinieron en la formación de algunas acumulaciones de mineral de hierro, como también en la cementación con hierro de otros sedimentos.

En el mar, la precipitación de los carbonatos y de la sílice forma grandes acumulaciones de arenas calcáreas y sílice nodular. Parece que algunas de las Islas Bahamas se han formado de esta manera. La sustitución de la calcita por sílice, que es menos soluble, cambia completamente el carácter de los depósitos calcáreos, formando nódulos de pedernal dentro de la masa más blanda de calcita.

La acción volcánica origina suelos en forma directa, cuando la lava estalla para formar *cenizas volcánicas* que es un material poroso con aspecto de ceniza. Según sea el medio ambiente puede descomponerse rápidamente formando suelos, puede cementarse formando areniscas volcánicas o toba, o permanecer en su forma original.

Materiales artificiales. Los materiales artificiales han llegado a adquirir gran importancia en la mecánica del suelo y de la roca. La mayor fuente de esos materiales son los desechos de todas clases; desde los derivados de procesos industriales, que son uniformes, hasta las más heterogéneas acumulaciones de basuras, escombros de demoliciones y desechos metálicos tanto domésticos como industriales. Cada uno presenta un problema especial. Algunos productos residuales industriales, como la escoria, son excelente materia prima como suelo, para la construcción de terraplenes. Algunos llegan a endurecerse tanto que parecen rocas, y dificultan futuros trabajos. Otros, como los restos o colas de minas antiguas son peli-

grosos, como fue el caso del montón de desechos de una antigua mina de carbón que, en los años sesenta, sepultó a una escuela en Gales. Algunos se pueden usar como cimentación, pero otros terrenos baldíos, como la mayoría de los que se han rellenado con fines sanitarios, durante años, deben permanecer cubiertos, aunque ventilados, para reducir los peligros para la salud y evitar las explosiones. Es muy importante tener en cuenta que la mayoría de los materiales artificiales son mucho más activos químicamente, que los minerales naturales y que reaccionan más rápida y espectacularmente a los cambios ambientales.

1 : 7 TAMAÑO DE GRANOS

La variedad en el tamaño de las partículas de suelo, o granos, casi es ilimitada; por definición, los granos mayores son los que se pueden mover con la mano, mientras que los más finos son tan pequeños que no se pueden apreciar con un microscopio corriente. Las partículas producidas por meteorización mecánica rara vez son de diámetro inferior a 0.001 mm y generalmente son mucho mayores; los procesos naturales de trituración no son muy eficientes y los granos pequeños escapan a la trituración deslizándose hacia los huecos entre los granos mayores. Los productos de la meteorización química, incluyendo los óxidos de hierro y los minerales arcillosos, son menudos cristales que, en ocasiones, tienen diámetros mayores que 0.005 mm, aunque generalmente son mucho más finos.

Pruebas granulométricas. Se emplean generalmente dos métodos para determinar el tamaño de los granos de los suelos. Para separar los granos más gruesos se emplean tamices calibrados cuyas aberturas varían desde 10.16 cm (4 plg) hasta 0.074 mm (Tamiz U. S. Standard Núm. 200); los tamices de aberturas más pequeñas no son apropiados para los ensayos de suelos. Las partículas más finas que 0.1 mm se pueden medir por sedimentación. El método de sedimentación está basado en que cuanto más pequeña es la partícula más lentamente se asentará cuando se se deposita en agua. Este método no da resultados satisfactorios, cuando las partículas son más pequeñas que 0.0005 mm porque se mantienen en suspensión indefinidamente debido a la agitación molecular. Cuando las partículas tienen forma prácticamente esférica cualquiera de los dos métodos, el de cribado o el de sedimentación, da iguales resultados, tratándose de los tamaños en que pueden emplearse ambos procedimientos de prueba. Sin embargo, cuando las partículas son de forma plana alargada, el cribado da la dimensión intermedia o ancho, como 1.4 veces el tamaño del tamiz; mientras que la sedimentación indica el diámetro de la esfera que se asentaría a la misma velocidad que la partícula. El diámetro equivalente es, aproximadamente, el grueso de la partícula. Las partículas

TABLA 1:2 TAMAÑO DE LAS ABERTURAS DE LOS TAMICES NORMALES

No.	E. U. de A. diámetro (mm)	No.	Inglaterra diámetro (mm)	No.	Métrico diámetro (mm)
4	4.76	5	3.36	5,000	5.00
6	3.36	8	2.06	3,000	3.00
10	2.00	12	1.41	2,000	2.00
20	0.84	18	0.85	1,500	1.50
40	0.42	25	0.60	1,000	1.00
60	0.25	36	0.42	500	0.50
100	0.149	60	0.25	300	0.30
200	0.074	100	0.15	150	0.15
		200	0.076	75	0.075

más pequeñas que 0.0005 mm se pueden medir con el microscopio electrónico, pero estos valores tienen poca utilidad en la ingeniería del suelo. Las partículas mayores que 10 cm se miden directamente con un calibrador o con tamices especiales.

Escalas de tamaños. Debido a la gran variedad de tamaños de los granos de suelos, los científicos e ingenieros han tratado de dividir en secciones toda la escala de tamaños. Se han propuesto muchas divisiones, todas son arbitrarias, y ninguna es mejor que la otra. La escala adoptada por ASTM (American Society for Testing and Materials) se muestra en la figura 1.7. En esta escala las *gravas* corresponden a la sección de las partículas más gruesas, que incluye todos los granos mayores que el tamiz No. 4 (4.76 mm). La *arena* incluye todas las partículas menores que el tamiz No. 4 y mayores que el No. 200 (0.074 mm). Los granos menores que el tamiz No. 200 son los *finos*. Esta última sección se subdivide algunas veces en *limos*, que son las partículas mayores que 0.002 mm y *arcillas*, que son las menores que 0.002 mm; sin embargo, no se puede clasificar la arcilla por el tamaño de las partículas, porque hay suelos más finos que 0.002 mm que no contienen arcillas y en otros casos algunos granos de minerales arcillosos son mayores de 0.002 mm.

Gráfica para la representación de las curvas granulométricas. Un método mejor para representar la composición granulométrica de un suelo es el indicado en la figura 1.7. Los distintos tamaños de los granos se dibujan en escala logarítmica en las abscisas y los porcentajes en peso de los granos de suelo más finos que un tamaño determinado, en escala natural en las ordenadas. Por ejemplo: el punto A en la figura 1.7 indica que el 83% en peso del suelo tiene granos más finos que 0.2 mm. La línea que une todos los puntos que representa la composición granulométrica de un suelo, se llama *curva granulométrica* de dicho suelo. La forma de la curva nos indica la relación entre los tamaños de los diferentes granos del suelo. Una curva empinada indica que los granos son casi

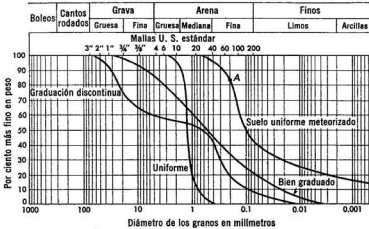


Fig. 1.7 Gráfico para la representación de las curvas granulométricas y escala de tamaños adoptada por ASTM-ASCE.^{1,11}

todos del mismo tamaño, es un suelo *uniforme*. Una curva suave indica grandes variaciones en el tamaño de los granos, es un suelo de *buena graduación*. Las inflexiones en la curva indican que el suelo está compuesto de dos o más suelos uniformes, es un suelo de *graduación incompleta*. Una curva empinada en la sección que corresponde a la arena y que se hace larga y aplanada en la sección de los finos indica que el suelo se formó originalmente por meteorización mecánica y que después se alteró químicamente.

Tamaño efectivo y uniformidad. Se define el *tamaño efectivo* de los granos como el tamaño correspondiente al 10% en la curva granulométrica acumulativa y se designa por D_{10} .

Otros tamaños definidos estadísticamente que son útiles incluyen la mediana, D_{50} , el *cuartil más fino*, D_{25} , y D_{15} . Se ha encontrado que el tamaño o diámetro efectivo, así como el D_{15} , son factores principales en el diámetro efectivo de los poros y están relacionados empíricamente con el drenaje y filtración de la humedad del suelo.

La uniformidad del suelo se puede definir estadísticamente de varias maneras. Un índice antiguo, pero útil es el *coeficiente de uniformidad*, C_u , que se define por la relación

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1:8)$$

Los suelos que tienen C_u menor que 4 se dice que son uniformes; los suelos con C_u mayor que 6 están bien graduados, siempre que la curva granulométrica sea suave y bastante simétrica. Otra manera de medir la unifor-

midad, que se emplea frecuentemente en trabajos geológicos, es el coeficiente de distribución, S_o , que se define por la relación

$$S_o = \sqrt{\frac{D_{75}}{D_{25}}} \quad (1:9)$$

1:8 FORMA DE LAS PARTICULAS

La forma de las partículas tiene tanta importancia como su tamaño, en lo que respecta al comportamiento del suelo o de la roca clástica. Sin embargo, a menudo, no se considera, pues es difícil medirla y describirla cuantitativamente. La forma de los granos puede ser de tres clases: granos redondeados, granos laminares o escamosos y granos aciculares. Las dos primeras son las más importantes, pero las tres son significativas, debido a las diferencias en su comportamiento físico.

Cuando el largo, el ancho y el espesor de una partícula son del mismo orden de magnitud, se dice que tiene forma *redondeada*. Los granos redondeados se forman por la desintegración mecánica de las rocas y minerales, por precipitación y por acción volcánica. Rara vez son más finos que 0.001 mm de diámetro y pueden examinarse fácilmente con una buena lente de aumento o con un microscopio, figura 1.8; aunque un microscopio estereoscópico binocular es mejor porque se observan las tres dimensiones.

Esfericidad. Las características significativas de los granos redondeados son dos: la *esfericidad* y la *angulosidad* o *redondez*.¹¹⁷ La esfericidad describe las diferencias entre el largo, L , ancho, B , y el espesor, H . El diámetro equivalente de la partícula D_e , es el diámetro de una esfera de igual volumen que la partícula:

$$D_e = \sqrt[3]{\frac{6V}{\pi}} \quad (1:10a)$$

La esfericidad, X , se define de la manera siguiente:

$$X = D_e/L \quad (1:10b)$$

Una esfera tiene esfericidad 1, mientras que una partícula plana o alargada tiene un valor menor. Un segundo índice es la *planiformidad* que se define por la relación:

$$F = B/H \quad (1:10c)$$

El alargamiento, E , se expresa por la relación:

$$E = L/B \quad (1:10d)$$

Con la esfericidad se relacionan la facilidad de manipular los suelos o rocas fracturadas, la capacidad de permanecer estables cuando están sometidos a choques y su resistencia a rotura debido a la acción de las

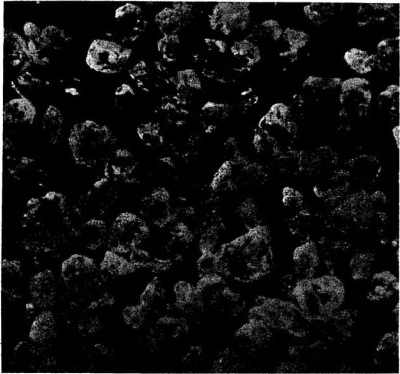


Fig. 1.8 Microfotografía de arena de playa de granos redondeados; aumento 54 diámetros. (Fotografía de G. B. Sowers.)

cargas. Cuanto mayor es la esfericidad y menor la planiformidad o el alargamiento, menor es la tendencia de las partículas a desmenuzarse en partículas menores bajo la acción de las cargas. Tales materiales se manipulan fácilmente en las construcciones. Las partículas planas o largadas tienden a orientarse de manera que quedan paralelas cuando esos suelos se usan en la construcción de terraplenes o subrasantes, formando planos de debilitamiento. Pero, por otro lado, una vez que las partículas se han trabado por efecto de la compactación, forman una masa relativamente estable.

Angulosidad. La angulosidad o la redondez, R , son medidas de la agudeza de los vértices de las partículas. Se define cuantitativamente así:

$$R = \frac{\text{Radio promedio de los vértices y aristas}}{\text{Radio de la esfera máxima inscrita}} \quad (1:11)$$



Fig. 1.9 Redondez de las partículas.

Como es difícil medir la angulosidad de las partículas, generalmente se describe cualitativamente, como se indica en la figura 1.9. Son *angulosas* las partículas redondeadas que se formaron primeramente por trituración o molido de las rocas. Después que las aristas más afiladas se han suavizado se dice que son *subangulosas*. Cuando las áreas entre las aristas están algo suavizadas y los vértices comienzan a desgastarse, la partícula es *subredonda*. Son *redondas* cuando las irregularidades están prácticamente suavizadas, pero se puede apreciar aún la forma original. Se dice que la partícula es *muy redonda* cuando ha desaparecido todo rastro de la forma original. Las partículas pequeñas de arena cuando están cerca de su lugar de origen tienden a ser muy angulosas, mientras que las gravas y boleos del mismo lugar son entre subredondas y redondas. Las arenas de playa batidas por el viento y las olas son entre subangulares y redondas, según el mineral y la distancia a que se encuentran de su lugar de origen. Las arenas transportadas por el viento, que ruedan y se depositan en médanos se vuelven muy redondas, mientras que las mismas arenas en el agua son más angulosas. El examen microscópico de los suelos es una experiencia fascinante en la que una arena común de río aparece como brillantes fragmentos de cuarzo, y una arena sucia de playa, como una acumulación de pequeñas conchas y como gemas de granate y zirconio sobre un fondo de cristales de cuarzo.

La angulosidad tiene una profunda influencia sobre el comportamiento ingenieril de las partículas. Por efecto de las cargas los vértices angulosos se rompen y trituran, pero las partículas tienden a resistir el desplazamiento. Las partículas redondas más lisas son menos resistentes al desplazamiento, pero es menos probable que se trituren.

Partículas laminares. Estas partículas tienen muy baja esfericidad (típicamente menor que 0.01), son finas, pero no necesariamente alargadas; parecen hojas de papel en cuanto a sus dimensiones relativas. Se forman por la metecorización mecánica o desintegración de las micas, pero las partículas laminares más comunes son las de los minerales arcillosos. Comparadas con los granos redondeados aquéllas son flexibles y elásticas, como las hojas secas. Si las partículas están orientadas al azar pueden resistir los desplazamientos; si están empaquetadas paralelamente resisten los desplazamientos perpendicularmente a sus planos, pero se pueden des-

plazar fácilmente en dirección paralela a sus superficies. Pequeñas cantidades de mica laminar pueden modificar el comportamiento de un suelo con granos predominantemente redondeados. Las escamas actúan como muelles, separando los granos redondeados y haciendo el suelo elástico y mullido.

Partículas aciculares. Las partículas demasiado alargadas (E mayor que 100) se hallan en algunos depósitos de coral y en las arcillas atapulgíticas; son elásticas y se rompen con facilidad bajo los efectos de las cargas.

Efecto de la forma de las partículas. Los suelos compuestos de granos redondeados se comportan como ladrillos sueltos o piedra triturada; soportan cargas estáticas pesadas con pequeña deformación, especialmente si los granos son angulosos. Sin embargo, por efecto de los choques o vibraciones se desplazan fácilmente. Los suelos compuestos de granos laminares o escamosos se comprimen y deforman fácilmente bajo el efecto de cargas estáticas, como lo hacen las hojas secas o los papeles sueltos en un cesto, en cambio son relativamente estables a los efectos de los choques y vibraciones. Un pequeño porcentaje de partículas laminares es suficiente para cambiar el carácter de un suelo y hacer que se comporte como material laminar.

1 : 9 INTERACCION DEL AGUA Y LA FASE SOLIDA

Si en una vasija se mezclan volúmenes iguales de agua y arena seca, una parte del agua llenará los espacios entre los granos de arena y el exceso quedará sobre la superficie de la arena. Si la cantidad de agua se varía, siempre que sea suficiente para llenar los espacios entre los granos de arena, el efecto en la arena será el mismo, variando solamente la cantidad de agua en exceso que cubre la arena. Al palpar la arena se sentirá áspera, esté seca o mojada, sin que parezca haber sido afectada por el agua. Si se mezclan volúmenes iguales de agua y arcilla montmorillonítica seca (como la bentonita comercial), el agua desaparecerá y se formará una masa pegajosa y grasienta al tacto. Si se duplica el volumen de agua el resultado será similar; la única diferencia estriba en que esta segunda masa es más blanda que la primera. En el caso de los minerales arcillosos se produce una reacción entre los sólidos y el agua que cambia las características de ambos; este fenómeno se llama *adsorción*, que es la adherencia del agua a la superficie de los sólidos, y tiene un efecto profundo en las propiedades físicas de cualquier suelo que contenga minerales que tengan esa propiedad.

Carga superficial. Las causas de la adsorción no son totalmente conocidas, pero indudablemente están relacionadas con las cargas eléctricas de la superficie del material. Varias son las causas que producen este

fenómeno: 1) las ligaduras moleculares no satisfechas de las aristas de los minerales arcillosos y de las aristas rotas de otras partículas, 2) el desequilibrio causado por la sustitución isomorfa en las láminas de los minerales arcillosos, de átomos de valencia inferior ($Mg = 2^+$) por uno de valencia superior ($Al = 3^+$); 3) la distribución no uniforme de los átomos y falta de uniformidad en la carga de la superficie; 4) la disociación de iones, tales como los de hidrógeno, hidroxilos y cationes de la superficie de la arcilla en agua. Tanto el signo como la intensidad de la carga eléctrica varían con la posición. Las cargas en las caras de los minerales arcillosos son generalmente negativas, debido a la sustitución isomorfa, y positivas las de las aristas, y hay áreas locales de altas y bajas cargas eléctricas. La carga total por unidad de masa varía con la carga por unidad de área y con la relación de área a masa. En la mayoría de las partículas minerales con altas esfericidadades y pequeñas intensidades, la carga total es pequeña. En los minerales arcillosos laminares con cargas superficiales relativamente intensas, la carga total es alta. El campo electrostático resultante es más intenso cerca de la superficie de la arcilla, y decrece rápidamente con la distancia, como se indica en la figura 1:10a.

Adsorción de agua. La molécula de agua es peculiar debido a la asimétrica distribución de los átomos positivos de hidrógeno con respecto al negativo de oxígeno. La molécula de agua, aunque neutra, es polar con una carga positiva en un lado y una negativa en el otro. Esta molécula polar o *dipolo*, es atraída a la superficie de los sólidos, y particularmente en los materiales arcillosos con sus grandes cargas electrostáticas superficiales. Esto se debe a las siguientes causas:

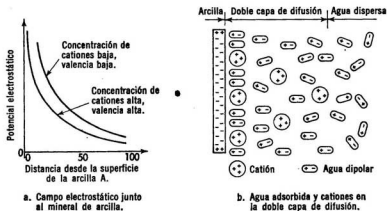


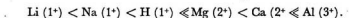
Fig. 1.10 Campo de fuerzas de un mineral de arcilla y del agua adsorbida resultante.

1. El dipolo —atracción electrostática.
2. El enlace de hidrógeno —participación de los átomos de hidrógeno con la arcilla.
3. La hidratación de los cationes que son atraídos a la superficie de la arcilla para compensar la substitución isomorfa.

El agua se deposita muy cerca de la superficie de la arcilla casi como las limaduras de hierro son atraídas por un imán, figura 1.10b. El agua más próxima a la superficie está fuertemente adherida y las moléculas están orientadas en el campo electrostático; esta agua es más densa que el agua ordinaria. La fuerza de atracción la mantiene adherida a la arcilla de tal manera que el movimiento del agua se reduce a una lenta migración paralela a la superficie. Es por esto que el agua adherida aparenta tener una mayor viscosidad que el agua ordinaria. Alejándose de la superficie la atracción es menor y el grado de orientación y el aumento aparente de viscosidad son menores. El espesor de la capa de agua más profunda es probablemente 10\AA (1×10^{-6} mm), y el espesor total del agua que es atraída por la arcilla puede acercarse a los 400\AA . Esta zona de agua orientada se llama *doble capa de difusión*.

Cationes cambiables. Los cationes de la humedad del suelo son atraídos por la superficie de los minerales arcillosos para equilibrar la carga eléctrica negativa producida por la substitución isomorfa, y posiblemente también, para equilibrar las valencias no satisfechas en las aristas de las partículas. Estos cationes no están completamente integrados en los minerales arcillosos, por tanto, pueden ser reemplazados por otros cationes, siempre que el equilibrio total de valencias sea mantenido. Los cationes presentes son los contenidos en los productos solubles de la meteorización, más cualesquiera otros aportados por las aguas de infiltración. El sodio y el potasio son los cationes predominantes, pero el calcio, el aluminio, el hidrógeno y hasta los cationes orgánicos pueden estar presentes, según sea el medio ambiente.

Los cationes determinan en parte el comportamiento de las arcillas. Esta pantalla protectora de cationes reduce el efecto de la carga negativa de la arcilla y el comportamiento de la doble capa de difusión. Cuanto más alta es la valencia del catión, menor es la atracción total de la arcilla por el agua. Los iones de valencia más alta forman una capa más fina con más alta densidad de carga positiva que los iones de valencia más baja, y así una pantalla protectora más efectiva, figura 1.10a. El orden del efecto creciente de los cationes es como sigue:



Los cationes son algo móviles, cambiando de un lugar a otro dentro de la doble capa de difusión. Si se aumenta la concentración de un

cación, como el de calcio, añadiendo cal a una arcilla húmeda que contenga sodio, los iones de calcio reemplazarán a los iones de sodio en proporción a las concentraciones relativas. Esto se llama *cambio de base*, y los cationes que toman parte son los *iones cambiables*. La capacidad de cambio se puede determinar lixiviando una solución iónica de un catión diferente a través de la arcilla y midiendo el cambio. La cantidad que es cambiable depende del mineral arcilloso. La caolinita tiene baja capacidad de cambio y la montmorillonita alta capacidad.

Interacción de las partículas de arcilla. Cuando se humedecen las partículas de arcilla se comportan de muy diferente manera de como lo hacen otros minerales, debido a la interacción de los campos electrostáticos y las dobles capas de difusión. Cuando las partículas están agrupadas cara a cara, se mantienen separadas debido a sus iguales cargas eléctricas, ocupando el espacio entre ellas las dobles capas de difusión. Al mismo tiempo esas partículas son atraídas localmente debido a cargas diferentes (como en las aristas) y la participación de algunos hidrógenos (enlace de hidrógenos) y posiblemente la de algunos cationes. Las fuerzas de Van der Waals son un poderoso mecanismo de atracción, que es esencialmente el efecto dipolar, en el cual los átomos neutros se atraen unos a otros debido a la asimetría de sus cargas. Estas fuerzas decrecen rápidamente conforme aumenta la separación. Finalmente, puede haber cementación entre los granos por otros minerales, como los de calcio o los de óxido de hierro.

El sistema de fuerzas alrededor de una partícula de arcilla, incluyendo cualquier fuerza exterior, está en equilibrio. Una gran fuerza externa puede acercar las partículas expulsando parte del agua de la doble capa de difusión. Una reducción de la humedad o contenido de agua puede reducir el espesor de la doble capa de difusión y acercar entre sí las partículas. El acercamiento de las partículas aumenta la atracción entre ellas y reduce el movimiento potencial de las mismas. Esta es la causa del fenómeno de plasticidad en los suelos que contienen arcilla. Un suelo de arcilla se puede deformar plásticamente sin romperse, con distintas humedades; cuanto mayor sea la humedad, mayor es la separación de las partículas, menor la atracción entre ellas y mayor la movilidad de las mismas. La misma arcilla menos húmeda tendrá las partículas más próximas, habrá más atracción entre ellas y formará una masa más rígida.

Suelos cohesivos y no cohesivos. Los suelos en los cuales el agua adsorbida y la atracción entre las partículas actúan conjuntamente para producir una masa que se mantiene unida y se deforma plásticamente con variables cantidades de agua se llaman *suelos cohesivos* o *arcillas* (porque la cohesión proviene mayormente de alguna proporción de minerales arcillosos). Los suelos que no tienen esta cohesión se llaman *no*

cohesivos. Los suelos compuestos de granos redondeados son no coherentes cualquiera que sea la finura de las partículas. Muchos suelos son mezcla de granos redondeados y minerales arcillosos y tienen un cierto grado de consistencia que varía con los cambios de humedad; a éstos se les llama también suelos cohesivos si ese efecto es apreciable. Aunque no hay una línea divisoria precisa entre los suelos coherentes y los no coherentes, es conveniente, sin embargo, dividirlos en estos dos grupos para estudiarlos.

1 : 10 PLASTICIDAD Y LIMITES DE ATTERBERG

El científico de suelos, sueco, Atterberg, desarrolló un método para describir cuantitativamente el efecto de la variación de humedad en la consistencia de los suelos de granos finos. El estableció los *estados de consistencia* de los suelos y fijó límites definidos, aunque arbitrarios, para cada estado.

TABLA 1 : 3 / LIMITES DE ATTERBERG

Estado	Descripción	Límite
Líquido	Una pasta; sopa de guisantes a mantequilla blanda; un líquido viscoso	Límite líquido (LL)
Plástico	Mantequilla blanda a masilla dura; se deforma pero no se agrieta	Límite plástico (LP)
Semisólido	Queso; se deforma permanentemente, pero se agrieta	Límite de retracción (LR)
Sólido	Caramelo duro; falla completamente al deformarse	

Cada límite se define por la humedad que produce una consistencia determinada; la diferencia entre los límites representa la variación en el contenido de agua o humedad dentro de la cual el suelo se mantiene en un cierto estado.

El *límite líquido* (LL) se define por la humedad que tiene el suelo amasado cuando con 25 golpes ligeros contra una placa de goma dura de una vasija especial, se cierra el surco de sección trapecial que se había abierto en la masa húmeda de suelo colocada en dicha vasija. El *límite plástico* (LP) se define por la humedad del suelo amasado cuando empieza a separarse y desmoronarse al enrollarse a mano para formar bastoncillos de 3 mm de diámetro. El *límite de retracción* (LR) se define por la humedad que contiene el suelo amasado cuando alcanza su volumen mínimo teórico al secarse, viniendo del estado de saturación. Este límite se describe en la sección 3:9.

Los límites de Atterberg significan poco por sí mismos, pero como índices de las propiedades características del suelo son muy útiles. Se ha encontrado que el límite líquido es proporcional a la compresibilidad del suelo; la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, que se llama *índice de plasticidad* (IP) representa la variación en humedad que puede tener un suelo que se conserva en estado plástico, 1:8.

Donde se hace uso más destacadamente de los límites de Atterberg, es en la clasificación de los suelos de grano fino. Además, un número de relaciones que incluyen los límites de Atterberg son útiles para correlacionar el comportamiento de los suelos con los datos de pruebas de laboratorio sencillas. La actividad, A , es la relación entre el índice de plasticidad y el porcentaje del tamaño de los granos de arcilla (más finos que 0.002 mm).

$$A = \frac{IP}{(\% - 0.002 \text{ mm})}. \quad (1:12a)$$

La relación agua-plasticidad o índice de fluidez, I_L , relaciona la humedad del suelo con los límites líquido y plástico.

$$R_w = I_L = \frac{w - LP}{IP}. \quad (1:12b)$$

Los límites de Atterberg y sus relaciones son simples expresiones empíricas del agua adsorbida y de la habilidad para absorber agua de los suelos que contienen arcilla. Así se expresa al mismo tiempo el comportamiento del conjunto arcilla-agua, y cómo éste es debilitado por las partículas que no son de arcilla. Los ensayos se hacen con una porción del suelo más fino que 0.42 mm (que pase el tamiz No. 40: tamaño de la arena fina, y menor). Sin embargo, si una pequeña parte de arena gruesa está presente, el ensayo se hace generalmente con la muestra completa, lo que da alguna diferencia en los resultados. El límite líquido está relacionado con la humedad total potencial retenida en la doble capa de difusión más cualquier agua contenida por absorción; el límite plástico está relacionado con la humedad más íntima, más la absorbida. El índice de plasticidad, que es la diferencia entre los anteriores, está relacionado con los cambios potenciales de humedad de la doble capa de difusión. La actividad expresa la plasticidad de la fracción más fina, que en su mayor parte son minerales arcillosos. Es una medida de la habilidad de los materiales para retener el agua, y también sugiere si la arcilla es una caolinita (baja actividad, < 1), una montmorillonita (alta actividad, > 4) o una ilita (actividad inter-

1:11 MICROESTRUCTURA O TEXTURA

Las partículas minerales, el agua y el aire se agrupan de muy diferentes maneras para formar los materiales que llamamos suelos y rocas. En

mecánica de suelos el término *estructura* (más propiamente *microestructura*) se usa para describir la geometría de la agrupación partícula-poro. En mecánica de rocas el término petrográfico *textura* se emplea para denotar el agrupamiento de los granos minerales, y el término *estructura* se reserva para los más grandes rasgos característicos de la totalidad de la formación. En ingeniería de suelos y cimentaciones se emplea para esto último el término *estructura de la masa*. En ingeniería agronómica *estructura* significa la disposición de las capas, el agrietamiento y la aglomeración que presentan los suelos cerca de la superficie del terreno. En la ingeniería del suelo esto se llama *macroestructura*.

A la confusa terminología se suma el problema de la descripción de la interminable variedad de texturas o microestructuras posibles, que depende de la forma de los granos, las fuerzas entre las partículas y la manera como el suelo o la roca se formaron. Para los fines de su estudio, la mayoría de estas microestructuras o texturas se pueden colocar en cuatro grupos: no cohesivas, cohesivas, compuestas y cristalinas. Las tres primeras se aplican a los suelos y rocas sedimentarias, la última se aplica a ciertos sedimentos y a las rocas ígneas y metamórficas. Se encuentran, sin embargo, muchos materiales que no caen dentro de este simple modelo básico. Por tanto, cada suelo o roca debe ser valuado individualmente, y no debe basarse en la descripción de la microestructura una conclusión injustificable relativa al comportamiento ingenieril del mismo.

Estructuras no cohesivas. Los suelos no coherentes se componen, en general, de granos redondeados que se pueden representar por esferas o poliedros regulares. La más simple disposición de estas partículas es similar a la de las naranjas colocadas en un estante de un mercado; cada grano está en contacto con los que le rodean. Esta estructura que se llama de *contacto* o monogranular es típica de las arenas y gravas.

La relación de vacíos puede variar grandemente según sea la posición relativa de los granos. Si se colocan en una caja granos redondos distribuidos uniformemente, de manera que queden unos directamente arriba de los otros como se muestra en la figura 1.11a, la estructura que se forma tendrá una relación de vacíos de alrededor de 0.90. Si se colocan de manera que las esferas de una camada ocupen los espacios entre las esferas

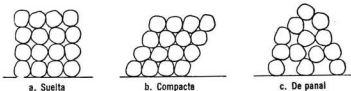


Fig. 1.11 Estructuras de suelos no cohesivos.

54 Naturaleza de los suelos y de las rocas

de la otra, como en la figura 1.11b, la relación de vacíos de esta estructura será alrededor de 0.35. La disposición que corresponde a la relación de vacíos mayor se describe como *suelta* y la correspondiente a la menor como *compacta*. Se pueden disponer los mismos granos para producir cualquier relación de vacíos entre estos dos límites.

Es posible tener variaciones similares en la relación de vacíos, en suelos no cohesivos, con granos de forma irregular y de distintos tamaños. La relación de vacíos más alta posible para un suelo determinado (y en el que todavía estén en contacto las partículas) se denomina la *máxima*, $e_{máx}$; la relación de vacíos más baja se llama *mínima*, $e_{mín}$. La relación de vacíos mínima, aproximada, de un suelo, se logra compactándolo por apisonado y vibración hasta que no pueda hacerse más compacto. El apisonado no debe ser tan fuerte que llegue a romper los granos del suelo. La $e_{máx}$ aproximada, se logra vertiendo el suelo seco, por medio de un embudo, en un frasco graduado.

Para esferas uniformes $e_{máx} = 0.90$ y $e_{mín} = 0.35$, la variación de e entre estos límites es 0.55. Los suelos con granos angulosos tienen tendencia a tener relaciones de vacíos máximo y mínimo más altos que en el caso de las esferas, pero la variación es generalmente algo menor. Los suelos con granos de distintos tamaños tienen generalmente valores menores para $e_{máx}$ y $e_{mín}$ y la variación de e es también más pequeña que en el caso de esferas iguales.

Las partículas de baja esfericidad, especialmente los fragmentos de rocas estratificadas en forma de placas, no forman estructuras simples sin cohesión. Las placas pueden salvar los grandes poros y acuñarse firmemente formando una masa estable. Cuando se manipulan estos suelos las placas tienden a orientarse paralelamente a la dirección de su movimiento. Esta *estructura orientada es anisótropa* en sus propiedades, con comportamientos completamente diferentes en los sentidos perpendicular y paralelo a la orientación. Las relaciones de vacíos máximas y mínimas significan poco en estos materiales.

De manera similar las partículas laminares, como las de mica, con extremadamente baja esfericidad, pueden formar estructuras orientadas. En los suelos formados enteramente por descomposición, y no transportados de su lugar de origen, la orientación de las partículas es un vestigio de la textura original de la roca. La orientación de los suelos micáceos se puede producir durante la sedimentación y por movimientos generales producidos por fuerzas cortantes o alta presión. Las estructuras laminares orientadas tienen generalmente bajas relaciones de vacíos. Las partículas laminares no orientadas pueden producir relaciones de vacíos muy altas cuando las láminas salvan grandes poros. Las relaciones de vacíos máximas y mínimas pueden significar poco en los suelos micáceos. La agrupación hete-

rogénea de las escamas de mica, acuniándose entre granos redondeados, es causa de una relación de vacíos grande, pero es un agrupamiento más bien estable. La mica más compacta orientada es muy anisótropa, con resistencia más bien baja al desplazamiento paralelo a los planos de las partículas. La relación de vacíos máxima de los suelos que contienen pequeñas cantidades de mica es mucho más alto que el del mismo suelo sin mica. La relación de vacíos mínima depende de la orientación, y frecuentemente es imposible determinarlo en forma consistente.

TABLA 1 : 4 / RELACIONES DE VACIOS Y PESOS ESPECIFICOS
TÍPICOS DE ESTRUCTURAS DE CONTACTO

Descripción del suelo	Relación de vacíos		Peso específico (kg/m ³)	
	máx.	mín.	máx.	mín.
Arena subangular uniforme	0.85	0.50	1890 sat. 1430 sec.	2100 sat. 1760 sec.
Arena subangular de buena graduación	0.70	0.35	1970 sat. 1550 sec.	2230 sat. 1950 sec.
Grava arena limosa de muy buena graduación	0.65	0.25	2000 sat. 1600 sec.	2320 sat. 2110 sec.
Arena y limo micáceos	1.25	0.80	1760 sat. 1200 sec.	1950 sat. 1510 sec.

La relación entre la relación de vacíos que realmente tiene un suelo y sus valores límites, $e_{máx}$ y $e_{mín}$, se llama *compacidad relativa* D_R :

$$D_R = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \times 100 \text{ por ciento} \quad (1:13)$$

Se dice que un suelo natural es suelto si su compacidad relativa es menor que 50 por ciento y compacto si es mayor.

Las propiedades de los suelos que tienen estructura de contacto suelta se diferencian grandemente de los que la tienen compacta. Los suelos sueltos en los que los granos están colocados unos arriba de los otros son inestables; los choques y vibraciones mueven las partículas y al reagruparse forman suelos más compactos y estables. Las partículas redondas son las más inestables en estado suelto y aun las angulosas si la relación de vacíos es bastante alta. Las estructuras de contacto compactas son de por sí estables y se afectan muy ligeramente por los choques y vibraciones. Ambas estructuras, son capaces de soportar cargas estáticas sin grandes deformaciones.

Estructura de panal. Es posible, en determinadas condiciones, que los granos redondeados no coherentes formen arcos imperfectos, lo que

trae como consecuencia que la relación de vacíos exceda el máximo correspondiente a la estructura de contacto. Esta estructura tiene una compacidad relativa negativa y se llama de *panal*, figura 1.11c. La estructura de panal se produce cuando arenas extremadamente finas o partículas de limo no coherentes se sedimentan en aguas tranquilas. Debido a su pequeño tamaño, se asientan lentamente y se acuñan unas a otras, sin rodar para alcanzar una posición más estable, como lo hacen las partículas mayores. Esta estructura también se produce cuando se descarga arena fina húmeda en un relleno o una pila y no se compacta; a este estado se le llama algunas veces *abultado*.

La estructura de panal es capaz de soportar, generalmente, cargas estáticas con pequeñas deformaciones, en forma similar a como lo hacen los arcos de piedra que soportan su carga sin deformación; sin embargo, el choque y la vibración pueden producir la falla de la estructura; en algunos casos esto produce solamente un rápido asentamiento de la masa de suelo, pero en otros se produce una reacción en cadena que convierte momentáneamente toda la masa de suelo en un líquido pesado capaz de llenar una excavación o tragarse un *bulldozer*. Estas estructuras son, afortunadamente, poco comunes y generalmente ocurren en lentes o bolsones de poca extensión. Debido a los riesgos que esto envuelve, el ingeniero debe mirar con desconfianza todas las arenas muy finas y los limos depositados en agua, hasta que pueda comprobar, por la determinación de la relación de vacíos, que son estables.

Estructuras de suelos cohesivos. Dispersión y floculación. En los suelos cohesivos la estructura la determinan principalmente los minerales arcillosos y las fuerzas que actúan entre ellos. En las partículas de arcilla en agua actúan una serie de fuerzas complejas, algunas de las cuales, incluyendo las fuerzas de atracción universales y la atracción mutua de los cationes individuales, tienden a tirar de las partículas simultáneamente; otras, como las cargas eléctricas de cada grano y las cargas eléctricas de los cationes adsorbidos hacen que las partículas se repelan. Ambas

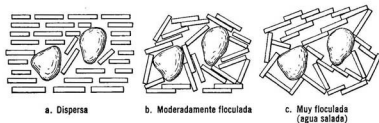


Fig. 1.12 Estructuras de suelos cohesivos. [Tomada de T. W. Lambe, 1:5, 1:6]

fuerzas, las de atracción y las de repulsión, aumentan, aunque en diferente proporción, a medida que la distancia entre las partículas decrece. En una suspensión diluida en que las partículas están ampliamente separadas, la repulsión generalmente excede a la atracción; las partículas se mantienen separadas y se quedan en suspensión o se asientan muy lentamente mientras son rebotadas por la agitación de las moléculas de agua; esta agitación se llama *movimiento browniano*. Este sistema se llama *disperso*. La dispersión se puede aumentar añadiendo materiales que aumenten las fuerzas de repulsión sin aumentar las de atracción. En los ensayos de sedimentación se emplean agentes dispersantes como el silicato de sodio y el tetrafosfato de sodio para determinar el tamaño de los granos del suelo, con lo cual se asegura que las partículas no se unen individualmente, lo que daría un falso valor de su diámetro equivalente.

Cuando el espacio entre las partículas es extremadamente pequeño, como en los suelos que tienen poca humedad, la atracción excede a la repulsión y las partículas permanecen unidas en un sólido o semisólido coherente separadas por sus capas de adsorción. Este efecto se puede producir en una suspensión diluida reduciendo las fuerzas repulsivas. La adición de un electrólito suministra iones a las partículas de suelo, los cuales neutralizan parcialmente las cargas de las partículas y, por tanto, reducen la repulsión; entonces las partículas se atraen, aunque estén ampliamente separadas, y se mueven juntas y se pegan formando un agrupamiento flojo y heterogéneo que se llama *flóculo*. Estos flóculos contienen con frecuencia, cientos de partículas individuales, y pueden verse a simple vista algunas veces.

Estructuras dispersas. La disposición estructural que forma un suelo disperso se muestra esquemáticamente en la figura 1.12a. La repulsión entre las partículas a medida que se acercan entre sí, hace que cada una se coloque a la distancia máxima de grano a grano, en un volumen dado de suelo. La estructura que resulta se parece mucho a un muro de piedras planas colocadas unas encima de las otras. Los granos redondeados se distribuyen en toda la masa produciendo alteraciones locales que se apartan de la estructura típica; a esta estructura se le llama *orientada* o *dispersa* y es típica de los suelos que son mezclados o reamasados, como los que han sufrido un proceso glacial (depósitos glaciales) o de suelos que estén mojados al compactarse, cuando se hace un relleno, o de los que se forman por sedimentación en presencia de agentes dispersantes. Los suelos que tienen una estructura dispersa suelen ser densos e impermeables. La relación de vacíos es a menudo inferior a 0.5, pero puede ser tan alto como 1 ó 2, dependiendo del tipo de arcilla y de la humedad.

Estructuras floculadas. La disposición de las partículas en una estructura floculada se muestra en las figuras 1.12b y c. Esta estruc-

tura se forma de una suspensión de suelo en agua, que inicialmente es dispersa, como la de los sólidos en suspensión llevados por un río. La introducción súbita de un electrólito, como el agua salada, provoca la floculación. Al disminuir bruscamente la repulsión, las partículas caen unidas en un ordenamiento imprevisible. Puede haber un contacto considerable entre las partículas, contacto entre las aristas de los minerales arcillosos, cargados positivamente, y las caras cargadas negativamente, lo que produce una fuerte adherencia que resiste el desplazamiento. Gran cantidad de agua libre queda atrapada en los grandes poros entre las partículas, además del agua adsorbida inmovilizada en la arcilla. Las estructuras floculadas son típicas, de las arcillas depositadas en agua; el grado de floculación depende del tipo y concentración de las partículas de arcilla y del electrólito. Los depósitos formados en el mar, que es un electrólito fuerte, son frecuentemente muy floculados, con índices de poros tan altos como de 2 a 4. Los depósitos en agua dulce, en los que actúan los débiles electrólitos traídos de diferentes regiones por los ríos, suelen ser estructuras parcialmente floculadas y hasta dispersas. A manera de contraste, los ácidos orgánicos de las plantas en descomposición de las lagunas poco profundas y de los pantanos, pueden producir un alto grado de floculación.

Los suelos floculados son de peso ligero y muy compresibles, pero relativamente fuertes e insensibles a las vibraciones, porque las partículas están estrechamente unidas por la atracción entre arista y cara. Una característica peculiar es su susceptibilidad al reamasado. Si el suelo inalterado se mezcla íntimamente sin añadirle agua se vuelve blando y pegajoso como si se le hubiera añadido agua, aunque de hecho se añade, pues al romperse la unión entre las partículas el agua libre que estaba atrapada entre ellas queda liberada para sumarse a las capas adsorbidas de los anteriores puntos de contacto. Este ablandamiento que se produce al reamasarse se llama sensibilidad y se explicará más extensamente en el capítulo 3. Los trabajos en arcillas floculadas son dificultosos porque los suelos se vuelven más blandos cuando las máquinas trabajan sobre ellos, y pueden llegar a convertirse en un mar de fango, aun en tiempo seco.

Estructuras compuestas. Las estructuras compuestas o cementadas (figura 1.13) consisten en una armazón de granos redondeados, dispuestos como en la estructura de granos redondeados no cohesivos, que se mantienen unidos por un agente cementante que los liga. Se puede producir una gran variedad de estas estructuras, de acuerdo con las cantidades relativas del agente cementante y los granos redondeados, el tipo de agente cementante y el método de deposición.

Hay varios agentes cementantes: las arcillas que hayan sido muy comprimidas o secas, que son firmes o duras, y el carbonato de calcio, son los

más abundantes. Son fuertes, pero se pueden debilitar por el agua. Algunos óxidos de hierro y sílice coloidal producto de la meteorización de las rocas, también se encuentran como agentes cementantes y son relativamente insensibles al ablandamiento por el agua.

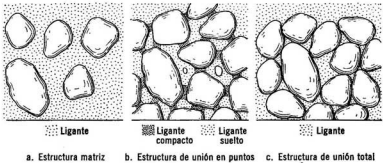


Fig. 1.13. Estructuras compuestas de suelos.

En la estructura *matriz*, el volumen de los granos redondeados es menor que el doble del volumen del agente cementante, de manera que los granos redondeados flotan en la masa del agente cementante, como se muestra en la figura 1.13a. Si el material cementante es arcilla es meramente una forma de estructura cohesiva y las propiedades físicas son esencialmente las de los suelos cohesivos. Con otros materiales cementantes la estructura matriz es una forma de roca cuyas propiedades físicas dependen del material cementante o de los granos redondeados, el que sea más débil.

Cuando el volumen de los granos redondeados es mayor de dos veces el del material cementante se produce una estructura esquelética, que puede tener dos formas: *unión en puntos* y *unión total*, de acuerdo con la repartición del material cementante se concentra en los puntos de contacto de los granos redondeados, manteniéndolos apartados, como las piedras que se unen con mortero. Se pueden formar de muchas maneras. Cuando los granos redondeados y la arcilla se sedimentan simultáneamente fuera del agua, parte de la arcilla es atrapada entre los granos redondeados y comprimida por el peso creciente de los sedimentos, formándose un sólido relativamente rígido. Una mezcla blanda de arcilla y agua ocupa los espacios entre los granos, pero su acción cementante es pequeña. Una nueva meteorización de los suelos compuestos principalmente de cuarzo y algo de feldespato, mica o arcilla parcialmente meteorizada, puede formar una estructura de unión en puntos, en la cual el material que llena los espacios vacíos está alterado o lavado, dejando prácticamente inalterado el material atrapado entre los puntos de contacto. También se forma una estructu-

ra de unión en puntos cuando una gran cantidad de granos redondeados y pequeñas cantidades de arcilla se mezclan y posteriormente se consolidan o compactan. Esto ocurre naturalmente por la acción glacial, donde las masas de hielo escarifican y mezclan los materiales y el peso del hielo compacta los *depósitos glaciales* resultantes para formar sólidos como rocas, y artificialmente cuando se emplean mezclas de arcilla y arena o arcilla y grava para la construcción de las subrasantes de carreteras o aeropistas.

La estructura de unión en puntos es relativamente rígida, incompresible y resistente al choque y la vibración, siempre que el material cementante permanezca fuerte. Cuando los poros son grandes y abiertos de manera que el agua pueda filtrarse, el material cementante de carbonato de calcio o de arcilla se puede ablandar. Si la estructura de los granos redondeados es floja o de panal, el suelo debilitado se romperá como si fuera un suelo no cohesivo. Si la estructura de los granos redondeados es densa, el material cementante ablandado se escurrirá hacia los poros, lo que producirá algún asentamiento y debilitamiento.

En la estructura de unión total los granos redondeados se tocan unos con otros y el material cementante ocupa parte o todos los poros entre ellos. Esta estructura se produce cuando los granos redondeados se depositan primero y el material cementante después y entre ellos. La filtración de agua en suelos de granos redondeados puede precipitar carbonato de calcio, óxido de hierro o sílice para formar una arena o grava cementada que es rígida, fuerte y densa. Esta estructura también se forma por la meteorización de rocas como el granito que consiste en una armazón de granos de cuarzo interconectados, con feldespato y mica. La descomposición de los silicatos minerales produce una armazón de cuarzo soportada por minerales arcillosos. La arcilla y los granos finos redondeados, al ser lavados y llevados a un depósito de arena gruesa o grava, pueden actuar también como cementantes, pero no en igual grado que los cementantes que son precipitados. La relación de vacíos de la estructura esquelética de unión total puede ser tan bajo como 0.2, pero los valores típicos son de 0.3 a 0.5. El suelo es rígido e incompresible y no suele ablandarse por el agua.

Estructura cristalina. La estructura cristalina o textura se forma por el crecimiento de cristales al enfriarse una roca plástica o fundida, a través de un proceso de recristalización producido por calor o presión o por precipitación fuera del agua. La masa consiste en cristales enlazados entre sí formando un material más o menos continuo. La forma de los cristales puede estar muy maltrecha, ya que no pueden crecer libremente en todas direcciones. Las partículas se ligan entre sí por trabazón, algunas veces por crecimientos entre cristales y por ligazón molecular en los puntos de contacto. Es sorprendente que las áreas de verdadero contacto de los

granos puedan ser pequeñas, con pequeños poros que separen muchas de las caras de las partículas. Estos poros pueden estar conectados pero la mayoría están aislados.

Varios detalles de la textura cristalina tienen significación ingenieril. La textura orientada que se desarrolla por efecto del calor, la presión y la fuerza cortante, da lugar a un comportamiento anisótropo del material. La estructura con cristales rotos distorsionados se llama *milonítica*. Una textura *porfírica* consiste en grandes cristales o *fenocristales* en una matriz de granos finos. Estos materiales tienen grandes variaciones en su comportamiento debido a que los fenocristales son puntos de discontinuidad estructural. Una textura *vesicular* contiene burbujas provenientes de gases de la roca fundida. Es generalmente ligera con poros aislados y algunos interconectados. Las *drusas* son pequeñas cavidades producidas por solución o por grandes poros de gas.

Macroestructura. La estructura continua de los suelos y rocas naturales que forman la textura, es frecuentemente alterada por condiciones locales para producir una *macroestructura* o estructura secundaria. La causa principal de este fenómeno es el continuado avance de la meteorización de los materiales cerca de la superficie del terreno. Los efectos son particularmente notables cuando los materiales del suelo se depositaron en medios muy diferentes de aquellos en que se formaron, o cuando ha habido cambios notables en el medio ambiente.

Los rasgos más prominentes son las grietas causadas por la retracción y expansión producidas por los cambios de humedad y químicos. Esto divide el suelo en bloques cuyas dimensiones varían de fracciones de centímetro a medio metro. Esta macroestructura se llama *prismática*, en *bloques* o *columnar*, de acuerdo con el tamaño y la forma. Una segunda forma es de agregación, en la cual grupos de granos se acumulan debido a la refloculación causada por ácidos orgánicos. Esta estructura se llama *desmoronada*. Una tercera forma es la cementación localizada de porciones de suelo y de roca porosa o fracturada, debido a la concentración de los ácidos húmicos de las plantas, el carbonato de calcio o los óxidos de hierro, que forman estructuras *nodulares* o *concrecionadas*, o capas de *suelo cementado*. Una cuarta forma presenta *superficies lisas* de discontinuidad, debidas a fuerzas cortantes locales. Una quinta forma incluye el relleno de las grietas y fisuras con partículas de suelo llevadas por el agua desde la superficie, o con materiales precipitados de una solución. Los suelos con marcada macroestructura se distinguen por tener zonas duras y zonas débiles y por patrones de color y textura que reflejan las discontinuidades.

REFERENCIAS

- 1:1 "Glossary of Terms and Definitions in Soil Mechanics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Proceedings ASCE*, Vol. **84** SM4, octubre, 1958.
- 1:2 A Casagrande, *Notes on Soil Mechanics, First Semester*. Harvard University, Cambridge, 1939.
- 1:3 R. E. Grimm, *Clay Mineralogy*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1953.
- 1:4 "Physico-Chemical Properties of Soil, A Symposium", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **85**, SM2, abril, 1959.
- 1:5 T. W. Lambe, "The Structure of Inorganic Soil", *Proceedings, ASCE*, Separate 315, Vol. **79**. Octubre, 1953.
- 1:6 T. W. Lambe, "The Structure of Compacted Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **84**, SM2, mayo, 1958.
- 1:7 W. C. Krumbein y L. L. Sloss, *Stratigraphy and Sedimentation* W. H. Freeman, San Francisco, 2a. ed. 1963.
- 1:8 H. B. Seed, y R. J. Woodward, "Fundamental Aspects of the Atterberg Limits" *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceeding, ASCE*, Vol. **90**, SM6, noviembre, 1964. p. 75.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

1. R. Y. Yong y B. P. Warkenton, *Introduction to Soil Behavior*, The Macmillan Company, Nueva York, 1966.
2. J. Feld, "Early History and Bibliography of Soil Mechanics", *Proceeding, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **I**, Rotterdam, 1949.
3. Referencias 1:3 y 1:4.
4. T. W. Lambe y R. V. Whitman, *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., 1969*.
5. *Procedures for Testing Soils*, American Society for Testing Materials, Philadelphia, 5a. ed., 1970.

PROBLEMAS

- 1:1 El peso total de un trozo de suelo húmedo es 150 kg y su volumen 0.085 m³; tiene el 27% de humedad y el peso específico relativo de los sólidos es 2.72. Hallar e , n , S y el peso por metro cúbico.

* Existe traducción al español por esta misma editorial (N. de Eds.).

- 1:2 Una muestra de suelo húmedo de 50 cm^3 pesa 95 g; después de seca pesa 75 g. El peso específico relativo de los sólidos es 2.67. Hallar e , n , w , S y el peso por metro cúbico de suelo húmedo.
- 1:3 Un volumen de 558 cm^3 de suelo húmedo pesa 1,010 g; el peso seco es 918 g y el peso específico relativo de los sólidos es 2.67. Hallar e , n , w , S y el peso por metro cúbico de suelo húmedo.
- 1:4 Una muestra de suelo húmedo de 75 cm^3 pesa 120 g; después de seca pesa 73 g. Se supone que la muestra está saturada, pues se tomó por debajo del nivel freático. Calcular su densidad w , e n y G_s .
- 1:5 Una muestra de suelo que pesa 120 g tiene el 50% de saturación. El peso específico relativo de los sólidos es 2.71 y la humedad el 18%. Calcular el peso específico total, e y n .
- 1:6 Un suelo saturado tiene el 38% de humedad y el peso específico relativo de los sólidos es 2.73. Hallar e , n y el peso por metro cúbico.
- 1:7 Un suelo saturado tiene el 40% de humedad y su peso específico es 1,825 kg por metro cúbico. Hallar e , n y G_s .
- 1:8 Un suelo saturado tiene el 47% de humedad y una relación de vacíos de 1.31. Hallar el peso por metro cúbico y G_s .
- 1:9 Una arena tiene una porosidad de 37% y el peso específico relativo de los sólidos es 2.66.
 - a) Calcular e .
 - b) Calcular el peso específico si la arena está seca.
 - c) Calcular el peso específico si la arena tiene el 30% de saturación.
 - d) Calcular el peso específico si la arena está completamente saturada.
- 1:10 Un suelo tiene un peso específico de 1,745 kg por metro cúbico y el 6% de humedad. ¿Cuántos litros de agua deben añadirse a cada metro cúbico de suelo para elevar la humedad al 13%? Suponga que la relación de vacíos permanece constante.
- 1:11 Un suelo tiene un peso específico de 2,050 kg por metro cúbico y una humedad de 12%. ¿Cuál será la humedad del suelo si se seca hasta pesar 1,970 kg por metro cúbico sin que cambie la relación de vacíos?
- 1:12 Un suelo muy orgánico (turba) pesa, cuando está saturado, 1,120 kg por metro cúbico; el peso específico relativo de los sólidos es 2.35.

64 Naturaleza de los suelos y de las rocas

- a) Hallar e .
 - b) Hallar el peso específico del suelo seco, sin que cambie la relación de vacíos.
 - c) ¿Qué sucedería si estando el suelo seco el nivel freático se elevara hasta alcanzar la superficie del terreno?
- 1:13 ¿Qué diferencia hay entre el peso específico y el peso específico relativo de los sólidos de dos suelos, uno compuesto sólo de cuarzo puro y el otro compuesto de 70% de cuarzo, 20% de mica y 10% de óxido de hierro? Suponga que ambos suelos están saturados y tienen una relación de vacíos de 0.63.
- 1:14 Dibujar en papel semilogarítmico con cinco ciclos, las curvas de composición granulométrica correspondiente a los siguientes datos. Calcular el tamaño efectivo y el coeficiente de uniformidad en cada curva. Anotar los porcentajes de arena, limo, y arcilla de acuerdo con la escala de tamaños de los granos de la ASTM.

PORCENTAJES MAS FINOS EN PESO

Tamiz No.	Arcilla de laguna, Beaufort, S. C.	Limo glacial Columbus, O.	Arena de playa, Daytona, Beach, Fla.	Arena y grava de río Columbus, Ga.	Arenisca meteorizada, Jasper, Ala.
$\frac{1}{2}$ pulg.	...	94	...	98	
No. 4	...	68	...	86	100
10	...	50	...	60	82
20	...	35	100	39	76
40	...	22	98	26	70
60	100	18	90	4	60
100	95	15	10	...	43
200	80	11	2	...	27
0.045 mm*	61	10	23
0.010 mm*	42	7	13
0.005 mm*	37	5	8
0.001 mm*	27	2	3

* De pruebas de sedimentación.

- 1:15 Un suelo tiene un límite líquido de 56 y un límite plástico de 25. Al momento de excavarlo para usarlo como relleno tiene una humedad de 31%.
- a) Calcular el IP del suelo.
 - b) Cuando se compacte el relleno con la humedad que tiene, la apariencia del suelo será, ¿dura o blanda?
 - c) ¿Qué efecto produciría en la consistencia de este suelo una lluvia ligera?

1:16 Calcular el peso específico típico en kg por metro cúbico de:

- a) Arena compacta, de buena graduación, subangulosa, seca.
- b) Arena compacta, de buena graduación, subangulosa saturada.
- c) Arena suelta, uniforme, redondeada, seca.
- d) Arena suelta, uniforme, redondeada, saturada.
- e) Limo de estructura de panal saturado.

(Suponer valores típicos para e y para G_s).

1:17 Una arena con relaciones de vacíos máxima y mínima de 0.45 y 0.97 respectivamente, tiene una compacidad relativa de 40 por ciento. El peso específico relativo de los sólidos es 2.68.

- a) Hallar el peso específico de la arena seca y saturada tal como se encuentra.
- b) ¿Cuánto será el asentamiento de un estrato de 3 m de espesor, si la arena se compacta hasta tener una compacidad relativa de 65 por ciento?
- c) ¿Cuál será el nuevo peso específico de la arena, seca y saturada?

1:18 Una muestra de limo micáceo de 10 cm de diámetro y 2.5 cm de espesor se ha comprimido hasta tener 2 cm de espesor sin cambiar su diámetro. Su relación de vacíos inicial es 1.35 y el peso específico relativo de los sólidos 2.7. Hallar el peso específico inicial saturado, su relación de vacíos después de la compresión, su peso específico después de saturada y el cambio de humedad causado por la compresión. Suponga que toda la compresión se ha producido por la reducción de la relación de vacíos y la correspondiente pérdida de agua.

1:19 En un suelo el peso específico relativo de los sólidos es 2.72, la relación de vacíos 0.78 y la humedad 20 por ciento.

- a) Calcular su peso específico y el grado de saturación.
- b) ¿Cuál será su nuevo peso específico y relación de vacíos si se compacta (por reducción de la relación de vacíos) sin pérdida de agua, hasta que quede saturado?

1:20 Una muestra de ceniza volcánica pesa 641 kg/m³ cuando está seca y 913 kg/m³ cuando está saturada. Cuando se tritura y el peso específico relativo de los sólidos es 2.75, hallar la relación de vacíos y el porcentaje de poros que están aislados de la superficie.

1:21 Dos suelos de arena limoarcillosa tienen idéntica composición granulométrica según una prueba de cribado; en ambas el 20 por ciento es más fino que 0.074 mm. Uno de los suelos se seca

- fácilmente cuando se expone al aire y el otro no. ¿Qué explicación puede darse a este fenómeno y cómo se investigaría?
- 1:22 Un suelo tiene una relación de vacíos de 0.95, un grado de saturación de 37 por ciento y el peso específico relativo de los sólidos es 2.72.
- a) Calcular la humedad, porosidad y peso específico total.
 - b) ¿Cuánta agua en kilogramos se debe añadir a un metro cúbico de suelo para aumentar la saturación al 100 por ciento?
- 1:23 Un metro cúbico de un suelo saturado pesa $2,083 \text{ kg/m}^3$. Cuando se seca en la estufa pesa $1,747 \text{ kg/m}^3$. Calcular la relación de vacíos, la porosidad, la humedad y el peso específico relativo de los sólidos.

Rocas, suelos y agua subterránea

Un ancho valle que yace sobre una caliza de la edad paleozoica entre colinas de arenisca y pizarra arcillosa, fue el lugar escogido para una gran planta fabril. De los puntos más altos del ondulante valle se extrajo arcilla dura para rellenar las muchas charcas que salpicaban el paisaje. La estructura se construyó sobre cimientos aislados. A pesar de la capa de arcilla dura sobre la roca, el lugar estaba bien drenado por numerosos e irregulares bolsones de pedernal que existían dentro de la arcilla y que canalizaban el agua hacia abajo, evidentemente hacia las fisuras y grietas de la caliza. El agua de lluvia del drenaje de los techos y hasta los sobrantes de los procesos fabriles se desviaban hacia el terreno que facilitaba un medio tan simple para su eliminación.

Unos cuantos años después de estar la planta en operación, una gran parte de un ala del edificio se hundió súbitamente, destruyendo virtualmente la estructura y dañando la maquinaria. El agua había erosionado el suelo que llenaba las grandes fisuras de la roca, quedando el edificio de la planta soportado solamente por una capa de arcilla que salvaba los vanos de la roca. (Esta saturación se expone en la figura 2.8.) Con el tiempo los puentes que formaba la arcilla sobre los vanos de la roca, se debilitaron por la continuada erosión, desprendiéndose porciones de la masa que al derrumbarse arrastraron la estructura que soportaban.

La construcción de la cimentación de un puente requirió la excavación de la arcilla existente sobre un estrato de arena y grava. Entre los datos suministrados al contratista se indicaba que el nivel freático estaba cerca de la superficie del terreno, en el estrato de arcilla. Al hacer la excavación no se encontró agua en la arcilla y se continuó excavando en profundidad tan rápidamente como lo permitían los equipos, satisfecho el contratista de su buena suerte, ya que no tenía que hacer obras de drenaje. Súbitamente se produjo una erupción en el fondo de la excavación y los trozos

de arcilla, la arena y la grava saltaban, hundiéndose el equipo en la excavación y desorganizándose seriamente toda la construcción. El contratista pretendía haber sido acosado por unos cambios misteriosos en las condiciones del suelo, lo que le daba derecho a percibir una compensación extra. En vez de esto, tuvo finalmente que hacer, a su costa, una cimentación de pilotaje más profunda, ya que por no haber controlado el agua subterránea se había dañado una densa formación de arena y grava.

Estos dos casos históricos ilustran los problemas que se producen por falta de conocimiento de la roca, el suelo y el agua tal como se encuentran en la naturaleza. Las formaciones de suelo y de roca comprenden una variedad tan grande de estructuras que desafían la imaginación. Una solución razonable a los problemas de ingeniería y construcción en que están involucrados estos materiales y su disposición, requiere un cabal conocimiento de las formaciones y un medio exacto y conciso de comunicar esa información a otros.

2:1 EL CICLO DE LA FORMACION DEL SUELO Y DE LA ROCA

La Tierra es dinámica. Durante billones de años, más o menos, de documentada historia geológica se han visto cambios surgidos por evolución y por revolución, que han dejado sus huellas en los suelos y rocas que constituyen la corteza terrestre, figura 2.1.

Toda la corteza terrestre fue probablemente, en una etapa, una costra líquidoviscosa que endureciéndose lentamente se convirtió en rocas ígneas. Esta corteza está aumentando todavía por el magma plutónico que ocasionalmente fluye o rebosa desde las profundidades.

El proceso de la meteorización, agravado por los plegamientos y agrietamientos de la corteza, ataca las rocas, produciendo *suelos residuales*, que son el producto de la descomposición, solución y desintegración local, que queda en el lugar. Algunos de estos materiales son transportados por gravedad deslizándose y arrastrándose para formar depósitos en lugares cercanos; otros son transportados por el viento, el agua o la nieve, a lugares más lejanos. Estos materiales se mezclan, algunas veces se agrupan por tamaños, y entonces se asientan en otros lugares para formar los *suelos depositados*.

La meteorización continúa en los suelos depositados, y algunos son retransportados y depositados constituyendo nuevas formaciones. Otros llegan a endurecerse por consolidación y cementación formando *rocas sedimentarias*. Los carbonatos de calcio y magnesio y también el sulfato de calcio se precipitan de las soluciones. El carbonato de calcio y los hidróxidos de hierro formados biológicamente por organismos marinos, se convierten en sedimentos que se suman a los suelos producidos por la meteorización.

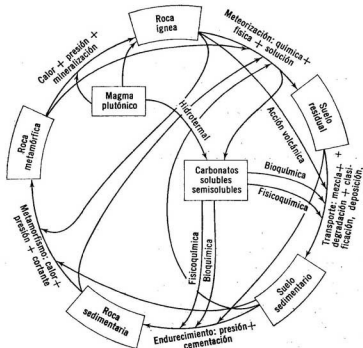


Fig. 2.1 Ciclos de los cambios en los suelos, y en la formación de rocas y en las alteraciones.

Estos también pueden endurecerse por cementación, consolidación y recristalización formando rocas sedimentarias. Las rocas sedimentarias están sometidas a las mismas deformaciones y fracturas producidas por los movimientos tectónicos, que las rocas ígneas. Los cambios ambientales pueden igualmente someter a estas rocas a una meteorización en el propio lugar, lo que produce nuevos suelos residuales seguidos, a su vez, por procesos de erosión y transporte, que con el tiempo crean nuevos suelos depositados.

En vez de quedar expuestas a la meteorización y erosión, las rocas sedimentarias pueden quedar enterradas debajo de sedimentos que se han acumulado y ser sometidas a calor creciente, presión y fuerza cortante. Los minerales se alteran químicamente y se distorsionan o realinean físicamente para producir *rocas metamórficas*. Las nuevas rocas pueden parecerse a las progenitoras, pero por lo general, son más cristalinas, densas y duras. Las rocas metamórficas también sufren los efectos de la meteorización cuando quedan expuestas y forman suelos residuales, que algunas veces

son transportados y mezclados para formar nuevos depósitos sedimentarios. Las rocas ígneas también pueden ser metamorfoseadas por el calor, la presión y la fuerza cortante, pero por lo general, los cambios son menos drásticos. Y finalmente, las rocas metamórficas pueden volver a transformarse en rocas ígneas por el calor, la presión y la adición de nuevos minerales provenientes de las masas fundidas inferiores. El ciclo es un constante hacer y deshacer, pero es continuo sin puntos definidos de comienzo y terminación. La ingeniería es sólo un proceso más que se suma al ciclo, es insignificante en la totalidad del conjunto, pero localmente es a veces drástico. Por lo tanto, todo trabajo relacionado con la tierra debe ser valorado por el impacto total que pueda producir en este proceso dinámico.

2:2 ROCAS IGNEAS

La fuente fundamental de la roca ígnea es todavía un misterio cósmico; el magma fundido de la parte más profunda del manto terrestre al derramarse aporta los ingredientes minerales de las rocas ígneas, principalmente cuarzo, feldespatos, ortoclasa y plagioclasa, micas muscovita y biotita, piroxeno y su variedad augita, anfíbola y su variedad hornblenda, y magnetita. Estos minerales, en variadas proporciones forman las rocas ígneas. Casi todos son silicatos, desde el simple cuarzo hasta el complejo piroxeno, pero varían particularmente en los otros elementos metálicos. No todos están presentes en una misma roca; algunas de las combinaciones minerales ferromagnesianas no es probable que se encuentren donde el cuarzo esté presente, e igualmente, grandes cantidades de cuarzo y muscovita no es probable que se encuentren en rocas ricas en feldespato plagioclasa.

El tamaño de los granos o textura depende de la velocidad de enfriamiento: cuando el enfriamiento es rápido los granos son pequeños, y cuando es lento, grandes. La clasificación de las rocas ígneas, sección 2:9, está basada en el tamaño de los granos y la cantidad de los minerales.

Hay dos formas primarias de estructura en las rocas ígneas: masiva o *intrusiva* y *extrusiva*. La forma intrusiva comprende masas regionales, como el Escudo Canadiense de granito, y masas localizadas, como los *domos* y *batolitos* (grandes protuberancias de lomas) de la Stone Mountain, Georgia, y la Devils Tower, Montana. Estas son rocas de grano grueso debido al lento enfriamiento de grandes volúmenes de magma plástico o fundido. La mayoría de las rocas intrusivas son, como el granito, ricas en cuarzo, aunque también se encuentran grandes masas de rocas oscuras de grano grueso como el *gabro*. Los *diques* son intrusiones como muros que rellenan las fisuras de rocas más antiguas; las *capas* intrusivas son intrusiones

similares a los diques pero entre planos de estratificación. Estas dos intrusiones ocurren a menudo conjuntamente dividiendo así las rocas antiguas con muros y capas de intrusión. Las intrusiones similares más pequeñas, que se enfrían rápidamente, son de grano más fino que las grandes.

Las rocas extrusivas se forman en la superficie de la tierra por corrientes de magma o por erupción volcánica. Estas corrientes pueden formar estratos uniformes que cubren grandes áreas u ondulaciones irregulares de boleos porosos y vidriosos.

Las rocas extrusivas son generalmente de grano muy fino debido a su rápido enfriamiento. Las rocas ricas en minerales ferromagnesianos son más comúnmente extrusivas, como los *basaltos* y las *doleritas* (llamadas en inglés trap rocks), que las ricas en cuarzo, como las riolitas. Las cenizas y bombas formadas por erupciones volcánicas y explosiones forman otra clase de rocas extrusivas que llegan a ser depósitos sedimentarios. Frecuentemente los depósitos y corrientes de cenizas se intercalan y posteriormente sufren intrusiones en forma de diques y capas intrusivas que forman sólidos muros y pisos que encierran las cenizas más porosas.

Las grandes masas extrusivas son más bien homogéneas. Las masas intrusivas más pequeñas, y las extrusivas y los límites de las grandes masas intrusivas presentan numerosas discontinuidades. Las grietas de las juntas que se forman por enfriamiento y flexión dividen las grandes masas en bloques o primas de distintos tamaños, debilitándolas. Bloques de rocas más antiguas se encuentran frecuentemente sumidos en la superficie de masas intrusivas. Cuando estas rocas quedan expuestas en la superficie del terreno sufren exfoliaciones o desbastes formando toscas cubiertas en forma de cúpula de varios centímetros de espesor con pequeños vanos en la parte inferior. Es por esto que las cimentaciones en "lechos de roca" algunas veces se asientan o mueven lateralmente. Las grietas de las juntas y las de fuerza cortante debidas a actividad tectónica, y los bolsones de gas en las masas extrusivas facilitan el paso a las filtraciones y aceleran la meteorización desde el interior de la masa.

Suelos residuales procedentes de las rocas ígneas. Los suelos residuales se encuentran dondequiera que la velocidad de meteorización exceda a la de remoción de los productos de la meteorización, ya sea por gravedad, erosión o acción glacial. En los terrenos de los trópicos de suaves pendientes los suelos residuales pueden tener varios cientos de metros de espesor, en cambio en las regiones frías donde la meteorización es lenta el espesor de la capa residual es menor, como en Groenlandia, que tiene sólo unos centímetros. Además, en muchas partes del hemisferio Norte la acción glacial ha arrasado las acumulaciones residuales dejando desnudas las antiguas rocas ígneas, excepto algunos bolsones locales cubiertos de suelo; tal es el caso del Escudo Canadiense.



Fig. 2.2 Bloques producidos por la meteorización a lo largo de las juntas.

Los suelos reflejan la mineralogía de la roca madre. Los granitos producen limos arenosos y arenas limosas de color canela y amarillo, con cantidades variables de mica y arcillas de la familia de la caolinita. Las rocas ricas en minerales ferromagnesianos, como el basalto, producen arcillas montmorilloníticas de alta plasticidad con coloraciones de óxido de hierro que varían desde el rojo intenso al castaño oscuro como el rico "black cotton soil" (terreno volcánico fértil donde se cultiva el algodón) de la India. El grado de meteorización varía con la profundidad. En la superficie los feldespatos, las micas, y los minerales ferromagnesianos se convierten mayormente en minerales arcillosos, pero a medida que aumenta la profundidad sólo se alteran parcialmente y a veces hasta retienen la ligazón entre las partículas. No se puede establecer una línea divisoria bien definida entre suelo y roca, hay solamente una transición. La meteorización se extiende más profundamente y es más avanzada en las juntas y en las zonas de cortante. En las rocas con juntas, la meteorización hacia el interior de las juntas crea bloques con planos laterales "no meteorizados" de aristas redondeadas que se asemejan a los boleos, los cuales flotan en un plasma de suelo más intensamente meteorizado, figura 2.2.

Los suelos residuales más profundos retienen la textura original de la roca en lo que se refiere a la concentración mineral y a la orientación de los granos. Los suelos residuales que presentan estas huellas de la microestructura se llaman *saprolitas* (las saprolitas con fuertes huellas de la estructura son derivados también de esquistos y gneis).

La capacidad para cimentar en los suelos residuales del granito varía de acuerdo con la meteorización que hayan sufrido. En general, son buenos materiales de construcción. Los derivados de minerales ferromagnesianos no son tan buenos debido a las arcillas montmorilloníticas que contienen.

La transición entre la saprolita y la roca no meteorizada consiste en vetas irregulares alternadas de material parcial y totalmente meteorizado o en la forma de los boleos previamente mencionados. Esta zona es muy porosa, y es una de las causas de las filtraciones en las cimentaciones de las presas.

2:3 SUELOS TRANSPORTADOS Y DEPOSITADOS

Suelos transportados por gravedad. Todos los suelos están sujetos, parcialmente al menos, a ser transportados sólo por gravedad. Los suelos residuales en áreas onduladas tienden a moverse lentamente cuesta abajo (un proceso llamado *reptación*; creep, en inglés), pero el carácter general del depósito de suelo no cambia generalmente. La reptación es importante en las estructuras con cimentaciones poco profundas, porque puede sacarlas de su posición, y en las estructuras con cimentaciones profundas y rígidas porque éstas se pueden dañar por la presión que ejerce la masa de suelo al moverse.

Un *derrubio* (talus) es la acumulación de rocas y escombros de roca caídos en la base de los frentes y de los taludes empinados de roca. El derrubio está compuesto de partículas gruesas irregulares y generalmente se encuentra en condiciones de inestabilidad. Es frecuentemente una buena fuente de roca triturada y suelo de grano grueso para construcción.

Las *corrientes de fango* tienen lugar cuando los suelos residuales sueltos y arenosos, en pendientes ligeras, se saturan. El suelo fluye como agua y después se deposita, teniendo entonces mayor densidad. Los depósitos se caracterizan por su composición heterogénea y su topografía irregular.

Depósitos de ríos (aluvión). El agua que corre es uno de los agentes más activos para el transporte del suelo. El agua, como agente transportador, sirve para mezclar suelos de diferentes orígenes y después seleccionarlos y depositarlos de acuerdo con el tamaño de los granos. Las partículas pequeñas de suelo son levantadas por la turbulencia del agua en movimiento y llevadas aguas abajo, con pequeños cambios físicos, mientras que las partículas más grandes de arena, la grava y aun los boleos, ruedan por el lecho de la corriente, lo que hace que se trituren y redondeen por la abrasión.

La capacidad de la corriente de agua para transportar las partículas sólidas es una función de la velocidad y del gasto. El volumen total de partículas que puede transportar un metro cúbico de agua es proporcio-

nal al cuadrado de la velocidad; el volumen de la partícula más grande que puede transportar es proporcional a la sexta potencia de la velocidad. Por lo tanto, en períodos de grandes avenidas los ríos acarrean grandes volúmenes de partículas gruesas y finas, mientras que en los períodos de estiaje sólo transportan pequeñas cantidades de partículas finas. Si la velocidad de la corriente aumenta, como cuando atraviesa las partes del cauce de más pendiente, o cuando las lluvias aumentan la descarga, el río produce erosión en el cauce hasta que su capacidad para transportar material queda satisfecha. Si la velocidad de la corriente disminuye, porque se reduce la pendiente del cauce, o se reduce la descarga, algunas de las partículas transportadas se depositan, cayendo primero las más grandes.

Las corrientes de agua de las regiones áridas se caracterizan por rápidas avenidas y prolongados períodos de poca o ninguna corriente. Durante las crecidas se pueden transportar tremendas cantidades de pequeños boleos, gravas y arenas, en cambio el material que transportan en época de seca es insignificante. Los depósitos que se forman en las partes de mayor pendiente de esos ríos llenan el cauce hasta una gran profundidad y también forman estrechas *terrazas* de grava y arena paralelas al cauce de estiaje; ambas se desvían y cambian durante la estación de las crecidas. En el punto en que el río entra en terreno plano su velocidad se refrena bruscamente y parte de su carga se deposita en forma de una masa plana



Fig. 2.3 Abanico aluvial en una región desértica. Valle de la muerte (Death Valley) California. (Tomada a 10,700 m.)

triangular llamada *abanico aluvial*. A medida que se va formando el abanico el río se desvía de su curso para formar una sucesión de estas masas.

Los abanicos (figura 2.3) se unen para formar un *pie de monte* inclinado al pie de las montañas, una superficie gruesa inclinada y ondulante debajo de la cual yace un grueso y errático depósito de arena limosa y grava.

El valle situado más abajo del pie de monte llega a rellenarse con masas de lenticulas irregulares de limo, arena y grava traídas por los ríos durante las crecidas. Las corrientes presentan un *trenzado*, porque los arrastres obstruyen el canal después de cada período de grandes descargas, lo que hace que se formen nuevos cauces. Los rellenos de estos valles son generalmente muy sueltos. Puede producirse alguna cementación debido a la continua meteorización y a la precipitación de las sales solubles en los climas desérticos calientes. Estos suelos cementados, a menudo se derrumban por efecto de las inundaciones, lo que hace que los canales se vuelvan un lodazal y las cimentaciones se asienten.

Tanto los abanicos aluviales como los depósitos de las corrientes trezadas en los rellenos de los valles, son buenas fuentes de arena y grava para construcciones.

Las corrientes en regiones húmedas se caracterizan por avenidas, y corrientes mantenidas en época de sequía. Las partículas arrastradas por estas corrientes son probablemente más finas que las arrastradas por las corrientes de las regiones áridas, porque las velocidades tienden a ser menores y porque el grado de meteorización de las regiones húmedas tiende a producir mayor proporción de partículas finas. Los depósitos en las partes de mayor pendiente de la corriente, en las regiones húmedas, son similares a los formados en regiones áridas por corrientes con pendiente, pero son menores y suelen cambiar menos durante cada período de crecida. Donde los ríos entran en los valles llanos tienden a formar abanicos aluviales que corrientemente son anchos y planos y compuestos principalmente de arenas y gravas finas.

Los depósitos de ríos en valles llanos en regiones húmedas son muy importantes, porque con frecuencia son los lugares escogidos para las carreteras, ferrocarriles, aeropistas, plantas industriales y grandes ciudades. Durante los períodos de estiaje la corriente está confinada a su cauce y la deposición de materiales está balanceada por la erosión; sin embargo, durante los períodos de crecidas las corrientes rebasan el cauce e inundan el valle formando inmensos lagos y extensiones anchas y planas de aguas poco profundas que se mueven lentamente. Como la velocidad en las áreas inundadas es mucho menor que en el cauce, la deposición tiene lugar a lo largo de las márgenes del cauce formando diques naturales. Las anchas áreas inundadas actúan como estanques de sedimentación en los

cuales se depositan las partículas finas contenidas en el agua que se mueve lentamente. A medida que la inundación baja, se depositan partículas todavía más finas, hasta que la evaporación reduce a polvo los charcos que quedan. Los depósitos aluviales de las crecidas (figura 2.4), están constituidos por estratos extensos, planos y delgados de arena muy fina y arcilla, con algunas lentes alargadas de arena, que se formaron en los cauces o charcas temporales.

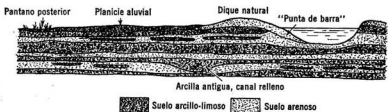


Fig. 2.4 Sección transversal de un depósito de una planicie aluvial de un río antiguo, en una región húmeda.

La parte más baja de las llanuras aluviales está con frecuencia muy distante del río y es la última en secarse después de la inundación. Se le llama *pantano regresivo* por el suelo húmedo y blando y la materia orgánica pantanosa que acumula.

En los antiguos valles llanos los meandros de los ríos van de una parte a otra formando curvas en S, los cuales erosionan la parte exterior de las curvas donde la velocidad es mayor y rellenan la parte interior formándose playas de arena en forma de media luna, conocidas como depósitos de *punta de barra*. Estas curvas se desplazan aguas abajo cortando y rellinando simultáneamente. Algunas veces el río corta una de esas curvas dejando atrás el viejo cauce formando lo que se llama un *lago de brazo muerto de río*, que eventualmente se rellena con limo de las crecidas aluviales y acumulaciones de materia orgánica. Finalmente queda enterrado en las llanuras aluviales un extraño y sinuoso depósito de suelos blandos y materia orgánica atrapada en diferentes estratos horizontales. Estos suelos son peligrosos en cimentaciones pesadas porque son débiles soluciones de continuidad en diferentes formaciones regulares.

La calidad de estos depósitos para cimentaciones es a menudo limitada, ya que depende del espesor relativo y la compresibilidad de los estratos de arcilla, y el alto nivel del agua subterránea complica con frecuencia la construcción. Los cauces de ríos antiguos y el lado interior de las curvas de los mismos, son buenas fuentes de arena y grava, y las llanuras son fuentes de arena, limo y arcilla para construcción.

Depósitos lacustres. Los lagos son, geológicamente, estanques temporales de agua suministrada por ríos, manantiales y el derrame de los glaciares. Los lagos actúan como gigantescos depósitos de sedimentación en los que se deposita la mayor parte de la materia que llevan en suspensión las corrientes que los alimentan.

En regiones áridas las corrientes llevan en suspensión grandes cantidades de arena gruesa durante los períodos de grandes avenidas; estos materiales se depositan en el punto en que la corriente entra en el lago, y forma un *delta*. Los deltas se caracterizan por granos de tamaño uniforme y porque las capas forman ángulos de alrededor de 30 grados con el plano horizontal. Las partículas en suspensión, más finas, son llevadas finalmente a las aguas más profundas donde se asientan para formar estratos horizontales de poco espesor que se alternan con los de partículas gruesas. Los lagos de las regiones áridas se rellenan muy pronto con el suelo, y se convierten en lagunas de poca profundidad que se secan con el sol caliente de verano. Si no tienen salidas, son salados o alcalinos, de acuerdo con la materia que lleva disuelta la corriente que los alimenta. Los depósitos que se forman consisten en delgados estratos de arenas finas, limos y algunas veces arcillas, que pueden estar parcialmente cementados con bórax, yeso o carbonato de calcio. En los bordes de los depósitos hay capas gruesas y uniformes de arena que representan los primeros deltas formados, acaso, en anteriores formaciones geológicas.

En los lagos de regiones húmedas también se acumulan deltas en las bocas de entrada de las corrientes, pero los depósitos suelen ser de grano más fino que los de las regiones áridas. Las partículas más finas son llevadas a las aguas más profundas, donde las partículas de limo y las arcillas más gruesas se depositan lentamente. Durante los períodos de estiaje, cuando la turbulencia es pequeña y cuando ligeros cambios en el agua pueden producir floculación, se depositan las arcillas coloidales. El resultado es la formación de delgados estratos alternados de limo y arcilla. A medida que el lago se rellena y se hace menos profundo aumenta el crecimiento de plantas cerca de las orillas. La pudrición de la materia vegetal produce coloides orgánicos que se depositan con los limos y arcillas para formar suelos orgánicos. Los organismos microscópicos llamados *diatomeas* aportan al depósito sus esqueletos de sílice, y otros organismos añaden sus conchas de carbonato de calcio. Finalmente, el lago se obstruye con una vegetación tan tupida y enredada que solamente puede tener lugar una descomposición incompleta. El resultado es una cubierta de materia orgánica fibrosa llamada *turba*, y en ese estado el lago se convierte en un pantano o ciénaga. Los depósitos de lagos (figura 2.5) consisten en estratos delgados alternados de limo y arcilla cubiertos por limos y arcillas orgánicos y en la parte superior un estrado de turba. En las

78 Rocas, suelos y agua subterránea

márgenes de los depósitos se encuentran gruesas capas de arena que son los primeros deltas.

Los depósitos de lagos son pobres como cimentación, porque los suelos suelen ser débiles y compresibles. Los deltas son, algunas veces, buenos soportes de estructuras, y son fuentes de arena uniforme para construcción.



Fig. 2.5 Sección transversal de un depósito lacustre en una región húmeda.

Depósitos marinos. Los suelos marinos comprenden dos grupos: depósitos a corta distancia de la costa y depósitos en la costa. Los primeros tienen condiciones semejantes a los de los lagos, porque la deposición se produce en aguas relativamente tranquilas debajo de la zona de acción de las olas. El grado de floculación puede ser considerablemente grande, debido al agua salada, y al carbonato de calcio en forma de conchas o partículas microscópicas que pueden acumularse. Los depósitos a corta distancia de la costa consisten en estratos horizontales de limo y arcilla que frecuentemente tienen una estructura sumamente floculada. Se pueden formar, ocasionalmente, estratos de conchas o de arena calcárea, limos y arcillas, parcialmente cementados llamados *margas*.



Fig. 2.6 Sección transversal de un depósito de costa.

Los depósitos de costa son sumamente complejos debido a la mezcla y transporte que producen las diferentes corrientes de la costa y las olas. Los materiales llevados al mar por los ríos y sacados del mar por las olas, son arrastrados a lo largo de la costa por las corrientes, para depositarlos en forma de *bancos* o *barras* en áreas donde el agua profunda o las bahías abiertas reducen la velocidad de la corriente. Estos materiales son removidos por las olas para formar barras cerca de la costa en la línea de los rompientes, y en la propia playa (figura 2.6). Los depósitos se mueven continuamente a lo largo de la costa como un *cordón litoral*. Los cordones de estos materiales que se acumulan detrás de las estructuras

que se extienden fuera de la costa, dejan las costas más escasas de arena y sujetas a una erosión acelerada. Los bancos, barras y la playa se componen de partículas gruesas de suelo (arenas, gravas finas y fragmentos de conchas) que son uniformes en un punto cualquiera, pero que pueden variar considerablemente en tamaño a través del depósito. Las partículas más gruesas de arena y grava fina pueden ser de subredondas a redondas, pero los granos más finos de arena son generalmente subangulosos. Capas irregulares de conchas fracturadas forman parte, a menudo, de los depósitos de playa.

En muchas líneas de costa los bancos o barras forman barreras que llegan a separar la playa del mar formando lagunas de costa. En algunos casos las lagunas son lagos permanentes cuyas aguas suben y bajan con las mareas, pero en otros casos pueden ser marismas. Los depósitos de las lagunas son similares a los depósitos de los lagos poco profundos. Los depósitos de arcilla suelen ser gruesos y tener una estructura floculada muy desarrollada. A menudo contienen gruesas lentes de arena o conchas, arrastradas al interior de las lagunas durante grandes tormentas. Las arenas y gravas marinas y los estratos cementados, son un excelente apoyo para cimentaciones y buena fuente de materiales no cohesivos para construcción. Las arcillas son corrientemente débiles y muy compresibles y pueden soportar sólo cargas ligeras; son demasiado húmedas para ser usadas en construcción.

Depósitos eólicos. El viento es un agente de transporte de partículas sumamente selectivo. El viento hace rodar las partículas mayores de 0.05 mm, como la arena, o las puede levantar a una pequeña distancia del terreno durante violentos temporales, pero se vuelven a depositar a corta distancia. Los sedimentos o depósitos de arena formados por la acción del viento se llaman médanos. Se forman en regiones desérticas donde la meteorización mecánica produce abundantes partículas gruesas y a lo largo de las costas de lagos o mares donde las arenas se han concentrado en playas o barras por la acción de las olas. La característica más importante de la arena de los médanos es su continua migración en la dirección de los vientos reinantes; una migración que el hombre a veces es impotente para detener. Al trasladarse estas arenas cubren carreteras, ferrocarriles, terrenos agrícolas y hasta ciudades, y los esfuerzos para detenerlas con "defensas" de arena y los ensayos que se han hecho de cubrirlas con una vegetación protectora, han tenido sólo éxitos esporádicos. Los médanos tienen la forma de colinas o lomos irregulares con pendientes suaves del lado de barlovento e iguales al ángulo de reposo del lado de sotavento. Están compuestas de partículas del tamaño de la arena, relativamente uniformes y de forma redonda a subredonda y constituyen una buena fuente de este material.

El viento es capaz de levantar y transportar partículas más pequeñas que la arena fina. La erosión producida por el viento está mayormente limitada a los limos secos de las regiones áridas, pues los suelos cohesivos o húmedos resisten esa erosión.

El limo puede ser transportado por fuertes corrientes de aire a muchos kilómetros de distancia antes de que se deposite. Gruesas capas de limo transportado por el viento se acumulan corrientemente en las tierras semi-áridas cubiertas de hierba, que bordean las regiones áridas. Los depósitos se forman lentamente, por consiguiente el crecimiento de la hierba sigue el paso de la deposición. El resultado es una gran porosidad vertical y una exfoliación vertical combinado con una estructura extremadamente suelta; estos suelos se llaman *loes*. La mayor parte de los suelos de loes son duros debido a la deposición de carbonato de calcio y óxido de hierro que reviste los antiguos huecos de raíces, pero se hacen blandos y pulposos cuando se saturan. Los sedimentos de loes se caracterizan por el tamaño uniforme de sus granos, su color amarillo castaño y su pronunciada exfoliación vertical. En los márgenes de las corrientes, los barrancos y los cortes de loes, los taludes son casi verticales debido a la exfoliación y a que la gran permeabilidad vertical permite una rápida saturación con las lluvias y, consecuentemente, el desprendimiento del suelo en planos verticales. Los loes se pueden alterar por meteorización en regiones húmedas, particularmente si los granos de suelo consisten en feldespatos que fueron triturados por meteorización mecánica solamente. A estos suelos se les llama *loes de tierra arcillosa ligera*, y en ellos falta la uniformidad característica, la alta relación de vacíos y la exfoliación de los verdaderos loes.

Los loes constituyen un buen apoyo para cimentaciones si no se saturan. Pueden ser una fuente de suelo de grano fino para construcción, si se les puede romper su estructura antes de usarlos. El loes es material sedimentario arcilloso, amarillento, de origen eólico.

Las cenizas volcánicas se pueden incluir en los suelos transportados por el viento. Consisten en pequeños fragmentos de rocas ígneas lanzados por el vapor sobrecalentado y los gases de los volcanes. La ceniza volcánica reciente es una arena o grava arenosa ligera. Los depósitos pueden ser estratificados o mezclas de buena graduación. Las cenizas volcánicas absorben el agua con facilidad y se descomponen rápidamente. Cuando se descomponen parcialmente y se secan, se cementan para formar una roca blanda llamada *toba*. El resultado de la completa descomposición de estas cenizas es la formación de arcillas muy plásticas con un índice de poros extremadamente alto y gran compresibilidad. Aunque los depósitos de gran espesor de estas arcillas son poco comunes, los grandes asentamientos

de las estructuras que se cimientan en ellos, como en la ciudad de México, los hacen dignos de atención.

Las cenizas volcánicas cementadas son buenas para cimentar. Algunas veces se usan como material de construcción, pero tienden a desintegrarse química y físicamente.

Depósitos glaciales. El hielo, que en la forma de glaciares removió grandes porciones en Norteamérica y en Europa, ha sido un agente muy activo en la meteorización y en el transporte. La expansión de las capas de hielo aplanó las cimas de las colinas, trituró la roca y mezcló los materiales a medida que los empujaba hacia el Sur. Algunos de los materiales fueron depositados directamente por el hielo en movimiento, mientras que el resto fue transportado por el agua del deshielo y depositado en los lagos, a lo largo de los frentes de las capas de hielo, o transportado en los ríos que se alejaban del hielo.

Los depósitos directos de los glaciares se llaman usualmente *morrenas*. Están compuestos de depósitos glaciáricos que es un término que se aplica a una mezcla heterogénea de partículas, de tamaños que varían desde los boleos a la arcilla, y que el hielo acumuló a su paso. Las *morrenas terminales* son lomos o colinas bajas irregulares formadas por el empuje de las capas de hielo; estas morrenas marcan el límite extremo del paso de los glaciares, pues quedaron atrás al retirarse el hielo. Una *morrena de fondo o llanura glaciárica* es la cubierta fina e irregular de un depósito glaciárico que queda en las áreas que una vez estuvieron cubiertas por los glaciares. La superficie superior de las morrenas de fondo es ondulada, pero casi a nivel en grandes áreas; sus espesores varían grandemente, dependiendo de la topografía preglaciaria del área. Las *morrenas oblongas* (Drumlins) son bajas colinas alargadas de depósito glaciario que marcan la dirección del paso del hielo; ocurren en áreas de morrenas de fondo y posiblemente representan depósitos de suelo acumulados en hendeduras profundas del hielo.

Los depósitos de agua de los glaciares se parecen a los que provienen de corrientes de montañas, con la diferencia que el volumen de agua y de sólidos de aquéllos fueron considerablemente mayores. Los *eskers* son los restos de ríos que corrían en túneles por debajo del hielo. Cuando el hielo se retiró, los materiales del lecho del río formaron lomos sinuosos de arenas gruesas y gravas que se parecen a un terraplén curvo de ferrocarril. Los *kames* son terrazas de arena gruesa y grava depositadas en valles a lo largo de las márgenes de las capas de hielo. Los ríos que corren fuera de los bordes de las capas de hielo rompen a través de las morrenas terminales para depositar grandes cantidades de arena y grava en capas planas e irregulares llamadas *mesetas glaciáricas*. En muchas áreas las corrientes glaciales desaguaron dentro de grandes lagos que se formaron en depresiones dejadas al retirarse el hielo. Los sedimentos en estos lagos son seme-

jantes a los formados en otros lagos, aunque más extensos. Grandes deltas de arena se han formado en las bocas de los ríos, así como gruesas capas de limo y arcilla en las aguas profundas y tranquilas más allá de las costas. Los boleos y gravas que ocasionalmente se encuentran en las arcillas se supone que cayeron de los pedazos de hielo flotante cuando éstos se derritieron. Los limos y arcillas forman a menudo delgados estratos alternados, que representan las variaciones con las estaciones, de la velocidad con que el hielo se derritió y del caudal de la corriente resultante. Las partículas gruesas fueron depositadas en el verano, durante los períodos de grandes avenidas, y la arcilla en el invierno. Se dice que estos depósitos son de *arcilla listada* (varved clay), cuando los estratos individuales son de más de 3 mm de espesor y las de *arcilla laminada* cuando los estratos son más delgados.

Las arenas, gravas y limos glaciales son generalmente buenos para cimentaciones; son también una buena fuente de materiales de construcción. Las arcillas glaciales son sólo moderadamente fuertes y con frecuencia compresibles; a menudo crean dificultades en el proyecto de cimentaciones, y corrientemente son demasiado húmedas para usarse como material de construcción.

2:4 ROCAS SEDIMENTARIAS CLASTICAS

Las rocas sedimentarias clásticas se forman de los depósitos de suelo por algún proceso de endurecimiento. Los sedimentos calcáreos también se endurecen formando rocas sedimentarias, pero por el carácter especial de las mismas se tratarán separadamente en la sección 2:5.

Son varios los procesos involucrados en el endurecimiento: el aumento del peso de la sobrecarga de los glaciares o las continuadas disposiciones, así como los esfuerzos laterales causados por los movimientos tectónicos, pueden consolidar los granos para formar una estructura más densa. La presión también puede aumentar la atracción entre partículas en limos y arcillas. La cementación es el más importante mecanismo del endurecimiento. La sílice, el carbonato de calcio y los óxidos de hierro que se precipitan en los poros, unen los sólidos entre sí; aun la arcilla en un clima cálido, puede ser un agente cementante. El grado depende de la cantidad y tipo del cementante así como del modo en que dicho agente haya sido precipitado.

Estructura de las rocas sedimentarias. La roca conserva generalmente la estructura del sedimento original. La forma de la masa puede estar algo cambiada por la presión, y las partículas de baja esfericidad pueden romperse y reorientarse quedando su mayor dimensión perpendicular a la dirección del esfuerzo mayor.

Los movimientos de la corteza terrestre pueden inclinar y plegar las formaciones. La flexión de los depósitos estratificados produce dos grupos de grietas o juntas, uno paralelo al eje del plegamiento y el otro en ángulo recto con éste y ambos perpendiculares a la estratificación. Las primeras son *juntas de dirección* y las segundas *juntas de buzamiento*. Los planos de estratificación pueden deslizarse transversalmente unos sobre otros durante el plegamiento de tal manera que todo el depósito se convierte en una masa de bloques más o menos rectangulares de roca dura fuertemente apretados, que conserva la estructura sedimentaria, pero que ha perdido completamente su continuidad.

Algunas veces las rocas sedimentarias son invadidas por intrusiones ígneas o cubiertas por corrientes de lava. La estructura resultante puede ser un conjunto de rocas intercaladas cortadas por fallas y rejuntadas por intrusiones.

Tipos de rocas sedimentarias. La clasificación de las rocas sedimentarias, sección 2:9, corre paralela con la textura de los depósitos de suelo. La arenisca de grano fino y las argilitas son respectivamente limos y arcillas endurecidas. Si los minerales de mica y arcilla son reorientados de tal manera que sus superficies sean paralelas, la argilita se transforma en *lutita*. La arena endurecida es la *arenisca*, y si el material cementante es más fuerte que los granos de arena es la *ortocuarcita*. La grava endurecida es el *conglomerado*. Todas estas transformaciones pueden ocurrir independientemente, pero se encuentran frecuentemente intercaladas como en el sedimento original.

La roca fracturada en fragmentos angulosos, producto de las fallas, no es propiamente un sedimento; sin embargo, cualquier masa de fragmentos angulosos ya sea producto de las fallas, acción volcánica o acumulación que se haya endurecido, forma *brechas*. Las cenizas volcánicas endurecidas son las *tobas*, areniscas *tobáceas* o areniscas de grano fino *tobáceas*, según sea su textura.

Suelos residuales de las rocas sedimentarias. Las rocas sedimentarias se convierten en suelos al volverse a meteorizar, sin un cambio ambiental invierte el proceso de endurecimiento. Los minerales son frecuentemente alterados por el proceso de remeteorización. El nuevo suelo es algo diferente del sedimento original, aunque puede conservar mucho de su estructura original. La meteorización que sigue al endurecimiento causa generalmente la fractura de las partículas más duras de modo que los suelos residuales provenientes de rocas sedimentarias son más finos que los suelos que les dieron origen.

La profundidad de la meteorización en las rocas sedimentarias es generalmente menor que en las rocas ígneas, ambas en el mismo ambiente, porque los componentes minerales de dichas rocas han sido meteorizados

84 Rocas, suelos y agua subterránea

antes de endurecerse. Por ejemplo, en Georgia, el suelo residual de areniscas porosas puede tener 10 m de espesor, mientras que los derivados de pizarras arcillosas menos permeables, tienen 5 m solamente y los de los granitos 18 m o más; sin embargo, todas estas rocas se encuentran en el mismo lugar y han estado expuestas por el mismo período de tiempo, aproximadamente.

Las rocas sedimentarias como material de ingeniería. Las rocas sedimentarias constituyen un buen material de cimentación, dependiendo su calidad del grado de endurecimiento. Algunas argilitas y pizarras arcillosas es probable que se desintegren cuando se aligeran los esfuerzos a que estaban sometidas o se exponen al aire; otras se expansionan debido a la reacción química entre las sales solubles de la arcilla y el oxígeno. También se ha observado una desintegración bioquímica en las pizarras arcillosas que contienen coloides orgánicos. La pérdida de resistencia de las rocas sedimentarias es un serio problema en las excavaciones y túneles. Su comportamiento se puede pronosticar exponiendo a la intemperie una muestra del material y observando su expansión y destrucción. Las que se destruyen deben protegerse del aire y de la humedad cubriéndolas inmediatamente con plásticos o mortero de cemento para conservar su integridad.

El uso de las rocas sedimentarias como materiales de construcción depende de su cementación; las areniscas y conglomerados hacen buenos rellenos. Las lutitas, debido a la tendencia que tienen a entumecerse y desintegrarse después de excavarlas y recompactarlas, deben considerarse como sospechosas hasta que los ensayos demuestren otra cosa.

Los suelos residuales son tan variables en sus cualidades estructurales y en sus usos en la construcción, como los depósitos de suelo de los cuales provienen. Si se requiere mayor resistencia o rigidez, un ligero aumento en la profundidad generalmente puede resolver el problema.

2:5 ROCAS SEDIMENTARIAS CALCAREAS

Las calizas y dolomitas se encuentran en una amplia variedad de formas y grados de endurecimiento, de acuerdo con el modo en que fueron depositadas y su historia. Los sedimentos granulares se forman por precipitación en aguas calientes poco profundas, acompañada frecuentemente por diminutas conchas. Algunas veces estos sedimentos son blandos y cretosos, pero a menudo se endurecen por una ligera precipitación transformándose en una roca dura. Una segunda forma consiste en conchas, coral y otras deyecciones calcáreas que cementadas forman *conchíferas* o *coquinas* porosas. La tercera forma parece ser el resultado de la reprecipitación de las dos primeras para formar una roca más cristalina, que

con frecuencia tiene fósiles embebidos en la masa de calcita o dolomita. Una forma menos común es la *travertina*, que es una caliza blanda precipitada por acción hidrotermal.

Las calizas y dolomitas son depositadas frecuentemente con otros sedimentos, generalmente arcilla. Estos sedimentos pueden mezclarse, como en las calizas arcillosas, o intercalarse en los estratos como vetas alternadas de argilita (o pizarra sedimentaria) y de caliza. También se forman areniscas calcáreas y rocas con estratos alternados de arenisca y caliza, aunque son menos corrientes. Durante o posteriormente al endurecimiento de los sedimentos a veces tienen lugar alteraciones químicas en las que una porción de materia calcárea es reemplazada por sílice para formar nódulos de *pedernal* o *silex*. En algunas viejas calizas el pedernal puede constituir gran parte de su volumen total.

Estructura. Los principales defectos estructurales de las rocas calizas son de dos formas. Las rocas cretáceas, conchíferas y coralinas poco endurecidas son porosas y los granos están entrelazados con poros de variados tamaños, interconectados en forma similar a los suelos. Estos poros generalmente se agrandan por solución formando una malla de pequeñas cavidades. La segunda forma consiste en juntas y planos de estratificación que dividen la masa en bloques más o menos prismáticos. Estas grietas también se agrandan por solución.

Meteorización. Las calizas y dolomitas se meteorizan por solución dejando atrás suelos residuales que están constituidos por las partes insolubles de la roca original. La velocidad con que se produce la solución depende de la acidez del agua, la cantidad de dióxido de carbono disuelto, la temperatura, la filtración de agua, el grado de saturación previa del agua por los carbonatos minerales y de la solubilidad de la roca. El área de la roca expuesta a la solución es el factor más importante. Las calizas impermeables sólidas se meteorizan de la superficie hacia el interior produciendo en la roca una superficie irregular agujerada. Si la roca tiene juntas, la solución avanza profundamente agrandando las grietas y fisuras para formar canales irregulares, que se van estrechando a medida que aumenta la profundidad, figuras 2.7 y 2.8. Los canales se pueden obstruir con el suelo residual que haya sido erosionado en la parte superior y arrastrado, lo cual cambia la dirección de la filtración, produciéndose la solución en juntas más pequeñas o a través de planos de estratificación. La masa de roca se transforma gradualmente en un surtido irregular de pináculos y bloques con profundos canales entre ellos, y algunas veces con cavernas horizontales y agujeros verticales como chimeneas. Las calizas porosas también se disuelven produciéndose un ensanchamiento de los poros que se transforman en tortuosos canales de forma y tamaño variables. La solución parece tener la máxima actividad justamente arriba del

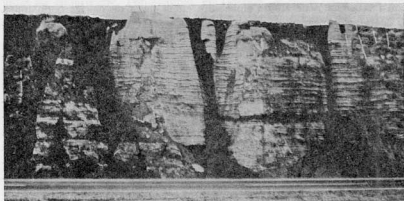


Fig. 2.7 Sección transversal de un suelo residual con sima y cavidad producidas en una caliza.

nivel freático; sin embargo, puede producirse siempre que haya agua subterránea en movimiento. Además, las calizas, ya estén por arriba o por debajo del nivel freático, muestran los resultados de las soluciones que se originaron durante los primeros períodos geológicos, cuando las filtraciones del agua subterránea eran diferentes.

Suelo residual. El suelo residual se compone de todas las impurezas insolubles de la roca: arcilla desde la caolinita a la montmorillonita, sílice en la forma de pedernal del tamaño de boleos y más pequeños, arena silícea y limo, y óxidos de hierro. El espesor de las capas de suelo residual varía de acuerdo con la edad, la intensidad de la meteorización y el porcentaje de impurezas. En algunas calizas muy silíceas o muy arcillosas la capa residual que las cubre puede tener más de 30 m de espesor, mientras que las calizas recientes y puras de regiones secas están desnudas. Generalmente existe una línea definida aunque irregular, entre el suelo y la roca, en contraste con otras formas de meteorización. El suelo que está inmediatamente arriba de la roca, y especialmente el que está en canales y agujeros, es por lo general blando y pastoso. El situado más arriba está más seco, firme y algunas veces parcialmente endurecido por cementación o desecación. Las masas de suelo residual generalmente no tienen estructura, excepto la zona blanda sobre la roca. Las calizas muy arenosas o pizarrosas algunas veces reflejan la estructura de la roca original en bandas distorsionadas de grava, arena o arcilla plástica.

Cavernas, desmoronamientos y hundimientos. Las interacciones de los canales producto de soluciones y las cavernas de las rocas, el perfil adentellado de la roca y la capa superior de suelo residual, crean variados

y serios problemas de ingeniería: 1) el derrumbe de las cavernas de la roca; 2) la compresión de la capa de suelo residual, en los puntos en que está soportada por pináculos de roca; 3) el desmoronamiento del suelo hacia el interior de las cavernas abiertas y canales, situados debajo, y 4) aplastamiento de la roca debilitada. Estos fenómenos pueden ocurrir independientemente o simultáneamente y son responsables de muchas catástrofes en las obras, como el hundimiento de la planta fabril descrito en la introducción de este capítulo. El problema más común y solapado es el desmoronamiento. La filtración descendente erosiona parte del suelo hacia las cavidades de la roca dejando una cavidad abovedada en la superficie inferior de la capa residual. Esto fuerza la filtración en esa dirección incrementando la erosión. Algunos pedazos de la cúpula se desprenden cuando la humedad debilita la superficie de la misma; este proceso se llama *desmoronamiento* y produce el agrandamiento de la cúpula, figura 2.8. De acuerdo con la debilidad local y la plasticidad del suelo, el agrandamiento puede ser vertical, formando un estrecho agujero como una chimenea o lateral, ensanchando la cúpula. Algunas veces la cúpula se agranda tanto que el suelo no es capaz de salvar ese espacio y se produce el desprendimiento de un cono truncado. Este desmoronamiento está agravado por cambios en el agua subterránea, tiempo excepcionalmente seco, desviación de las aguas superficiales hacia el terreno y algunas veces por el debilitamiento de la capa de suelo residual por efecto de las excavaciones.

Calidades de las calizas para obras de ingeniería. Las calizas y dolomitas más duras y sanas están entre las mejores rocas para cimenta-

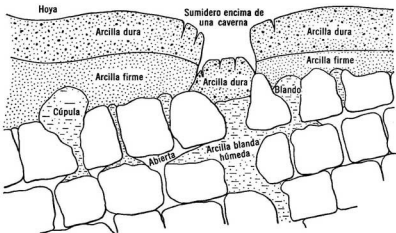


Fig. 2.8 Juntas ensanchadas en caliza formando ranuras rellenas de residuos de suelo.

ciones, túneles y materiales de construcción. Las rocas conchíferas y corallinas, las calizas pizarrosas y las formas más terrosas son variables; su calidad depende grandemente del grado de cementación. La resistencia a compresión o desintegración de estas rocas debe ser evaluada por experiencias anteriores o por ensayos que se hagan antes de usarlas. Los defectos producidos por solución son los mayores problemas en cimentaciones, embalses, presas y túneles. Lo más seguro es suponer que estos defectos existen hasta tanto que las investigaciones adecuadas (capítulo 6) prueben lo contrario.

Los suelos residuales de arcilla de grava y arenosa son por lo general, buenas fuentes de arcilla para la construcción de terraplenes, siempre que la montmorillonita sea escasa. Estos suelos son generalmente buenos para cimentar, siempre que no sean socavados por desmoronamientos. Deben sospecharse posibles hundimientos hasta que las investigaciones prueben lo contrario.

2:6 ROCAS METAMORFICAS

Las rocas metamórficas son el producto de la alteración de los minerales de los materiales originales, por el calor, la presión y las fuerzas cortantes, cuando éstos son suficientes para reorientar dichos minerales y cambiar la forma de la masa de roca, como si ésta fuera un plástico blando. Los minerales arcillosos generalmente se recombinan para producir nuevos minerales, como la clorita. Otros minerales son recrystalizados y los cristales distorsionados por fuerza cortante y presión. Las piedras de cieno y las pizarras arcillosas (shales) se transforman en *pizarras* (slates) y *filitas* con un metamorfismo moderado. Cuando el calor y la presión son más elevados se producen cambios más profundos. Una orientación extrema y la segregación de los minerales escamosos de mica, es característica de los *esquistos*, que tienen una estructura laminar, mientras que los *gneis* presentan una segregación de los minerales y un grado de orientación en sus capas. Las areniscas se transforman en *cuarcitas* que conservan vestigios de la estratificación; estas rocas están clasificadas entre las más resistentes.

Las calizas y dolomitas se recrystalizan para formar mármoles, sin cambios significativos en los minerales; sin embargo, las impurezas los pueden alterar considerablemente.

Estructura y meteorización. La mayor parte de las rocas metamórficas presentan juntas y otras estructuras, similares a las rocas ígneas. Además, la *esquistosidad* y las *bandas de escurrimiento* de estas rocas son superficies frecuentemente débiles, retorcidas y deformadas por la presión que las formó, figura 2.9.

Los mármoles se meteorizan por solución en forma similar a las calizas no porosas. Como el sistema de juntas no es tan grave como en las otras calizas, la velocidad de solución es más lenta. Las otras rocas metamórficas se meteorizan de manera similar a como lo hacen las rocas ígneas, decreciendo la descomposición con la profundidad y sin presentar un límite bien definido entre el suelo residual y la roca.

Suelos residuales. Los suelos varían desde los limos a las arenas limosas con cantidades variables de mica, si provienen de gneis o esquistos. Estos depósitos de suelo son extremadamente variables en composición y extensión. Los minerales están agrupados en las mismas láminas o bandas, como lo estaban en la roca original. Estos suelos que conservan vestigios de la estructura y textura de la roca también se llaman *saprolitas*. Dentro de la masa de una roca no meteorizada, se encuentran a veces, vetas de material parcialmente meteorizado que provienen de bandas menos resistentes, o que se forman en antiguas juntas o zonas de falla. También se encuentran frecuentemente dentro de los suelos pináculos y proyecciones adentelladas de roca dura ligeramente meteorizada. En un lugar del sudeste de los Estados Unidos de América la profundidad hasta la roca sana varió de 1.5 m a 23 m en una distancia de 65 m; allí se encontraban vetas blandas de feldespato altamente caolinizado, alternando con bandas más duras de cuarzo y finas vetas de mica poco resistente. Esta formación se presenta a menudo en forma de bandas brillantes, como se puede ver en la figura 2.9.



Fig. 2.9 Bandas en un suelo residual producto de la descomposición del gneis.

90 Rocas, suelos y agua subterránea

Los suelos residuales de pizarras y filitas son similares, pero más arcillosos, con placas a manera de intrusiones de roca menos meteorizada alternando con estratos arcillosos y limosos.

Debido a su falta de uniformidad y alto contenido de mica y arcilla, los esquistos, gneis y rocas similares, así como los suelos residuales de las mismas, requieren un estudio cuidadoso. Los suelos residuales derivados de cuarcitas tienen mucha semejanza con los derivados del granito, y los derivados de los mármoles se parecen a los derivados de calizas en lo que respecta a su comportamiento en obras de ingeniería.

2:7 DESARROLLO DEL PERFIL. PEDOGENESIS 2:1, 2:2, 2:3, 2:4

La continua exposición de los suelos del nivel superior desarrolla un *perfil* característico desde la superficie del terreno hacia abajo. Un número de mecanismos diferentes están envueltos en este proceso: la acumulación y la pudrición de la materia orgánica, la lixiviación, la precipitación, la oxidación o reducción y la meteorización adicional. El perfil último depende de los *materiales primarios* que contenía el depósito original. Aún más importantes son los factores ambientales: temperatura, cantidad y distribución de las aguas lluvias según las estaciones, pendiente del terreno, nivel del agua subterránea y vegetación. Estos factores son interdependientes hasta cierto punto y no siempre es fácil determinar la exacta contribución de cada uno. El grado de desarrollo del perfil depende de los factores ambientales y del lapso en que han actuado. En los materiales depositados recientemente el perfil es somero y poco definido; en los antiguos depósitos puede tener de 3 a 6 m de espesor y está claramente definido.

La ciencia del análisis del perfil se llama *Pedología* o *Ciencia del Suelo*. Es una de las ciencias básicas de la Agronomía, donde el cultivo y la fertilidad del suelo están directamente relacionadas con el perfil del suelo. Es también de vital importancia para el ingeniero de suelos que utiliza las capas superiores de los depósitos de suelo como cimentación o como fuente de materiales de construcción.

En los trópicos donde la meteorización secundaria se produce rápidamente y en las regiones que han sido geológicamente estables por largos períodos, el desarrollo del perfil es tan profundo que comprende la mayor parte de la masa de suelo, opacando la naturaleza del depósito original. Estos suelos se llaman *suelos pedogenéticos* o *geosoles*.

Clasificación pedológica.^{2:1} El perfil del suelo, en general y en detalle, es la base de la clasificación pedológica de los suelos. Aquellos que tienen perfiles similares son miembros del mismo *gran grupo de suelos*. Los perfiles cuya formación depende predominantemente del clima y la vegetación son miembros de los grupos *zonales*. Dentro de cualesquiera

de estos grupos el carácter de la meteorización es más importante que la composición del material primario, y así, perfiles similares pueden provenir de una gran variedad de diferentes depósitos de suelo. Aquellos perfiles en los cuales la topografía y el drenaje locales son factores predominantes están incluidos en los grupos *intrazonales*, que cruzan los límites climáticos. Los depósitos de turba de áreas bajas y húmedas son un ejemplo: la capa de raíces de un pantano de la América Central tiene un sorprendente parecido con el *muskeg* (terreno orgánico) del Canadá. Algunos suelos presentan un perfil poco desarrollado, ya sea porque los materiales del perfil han sido erosionados o porque no han tenido suficiente tiempo para su desarrollo. Estos son suelos *azonales*.

Los grandes grupos de suelos se dividen en series, en cada una de las cuales los materiales primarios son semejantes. Generalmente toman el nombre de la localidad donde primero fueron identificados, de manera semejante a como se nombran las formaciones geológicas. Las series se dividen en tipos, basándose en la textura de los materiales de encima.

Mapas pedológicos se han ejecutado en muchas partes del mundo con el fin primordial de evaluar el potencial agrícola. En algunos casos son de carácter general, indicando solamente los grandes grupos de suelos; en otros, las series y hasta los tipos han sido indicados detalladamente.

Se han establecido correlaciones empíricas entre las unidades (tipos) del mapa pedológico y el comportamiento ingenieril de los suelos superficiales, que incluye drenaje, plasticidad, textura y uso potencial como material de construcción. Los boletines de suelo de los condados, del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de América, han incluido, desde 1960, datos tanto de ingeniería como de agricultura.

Perfil de las regiones frías y templadas húmedas. En las regiones frías y templadas con clima húmedo hay abundante vegetación y una acumulación de hojas secas, plantas y otros residuos orgánicos. La lenta descomposición de estos materiales y la secreción de las raíces de las plantas producen ácidos débiles que aceleran la meteorización. El movimiento predominante de la humedad del suelo es hacia abajo, hacia el nivel freático, y esto produce un perfil con tres capas distintas u horizontes: A, B y C, figura 2.10.

El horizonte A se caracteriza por la alteración química de los materiales del suelo en un medio ácido reductor. Suelen producirse las arcillas de la familia de la caolinita, los carbonatos solubles y los minerales de hierro reducidos y semisolubles. Estos minerales son lixiviados y llevados hacia abajo por la humedad del suelo, dejando el horizonte A deficiente de esos minerales, pero rico en sílice. Como resultado de esto, la parte inferior, designada como *horizonte A₂*, es generalmente muy arenosa y de color claro. La parte superior, designada como *horizonte A₁*, es de color oscuro

Horizonte		Descripción	
O		Residuos orgánicos	
A	A ₁	Coloides orgánicos + mineral	Zona de lixiviación o eluviación
	A ₂	Lixiviado color claro	
	A ₃	Lixiviado, pero transitorio	
B	B ₁	Acumulación, transitorio	Zona de acumulación o eluviación
	B ₂	Acumulación, formación de arcilla, color intenso	
	B ₃	Transición, más color que C, acumulación de carbonato	
C		Acumulación de sílice, carbonato, sulfato: ligera meteorización	
D o R		Inalterado	

Fig. 2.10 Perfil del suelo en una región de temperatura y precipitación moderadas.

debido al contenido de materia orgánica y tiene una textura esponjosa. El horizonte A₂ es generalmente una fuente de suelos arenosos en regiones con arcilla subyacente.

El material lixiviado se acumula en el horizonte B situado debajo; este horizonte es más grueso que el A y tiene mayor concentración de minerales de arcilla, hierro y carbonatos, de los que tenía el suelo original. La parte superior B₁ está con frecuencia parcialmente cementada y sumamente coloreada. El B₂ es rico en arcilla y carbonatos solubles. El B es afectado nuevamente por la lixiviación descendente y está ligeramente coloreado. El horizonte B es la mejor fuente de arcillas en regiones donde escasean.

Debajo está el horizonte C, que es el material primario, ligeramente alterado. Cuando un estrato de suelo diferente no relacionado con los otros materiales se encuentra debajo de éstos, se le llama algunas veces *horizonte R*. El horizonte D es el primario no alterado.

Perfiles de las regiones calientes húmedas. En las regiones calientes húmedas las partes superiores de los depósitos están también some-

tidas a cambios de humedad y sequedad y a lixiviación descendente. Sin embargo, el clima favorece la rápida pudrición de la materia orgánica y su extinción por insectos como las termitas. Se produce poco o ningún ácido orgánico, y debido a la formación de carbonatos solubles, la meteorización de los silicatos prosigue en un ambiente básico. La sílice coloidal soluble es lixiviada hacia abajo. El aluminio y el hierro se oxidan intensamente y son insolubles en un medio más básico y quedan para cementar el cuarzo formando un sólido resistente como roca. Una meteorización avanzada hace que el hierro y el aluminio se acumulen en nódulos o concreciones, dando al suelo la textura de una grava suelta pero cementada. El color varía desde el canela al rojo brillante debido a la intensa oxidación del hierro, con un jaspeado que refleja las acumulaciones locales del hierro. Este proceso se llama *laterización* y cuando el material está bien endurecido es la *laterita* o la *ferricrita*. Las lateritas bien desarrolladas son fuertes y relativamente incompresibles, aunque a menudo ligeras y porosas. Algunas formas están suficientemente cementadas para servir como base de grava para la construcción de caminos; mientras que las lateritas menos desarrolladas frecuentemente se ablandan cuando se humedecen. Se identifican generalmente por su baja relación de sílice a alúmina y óxido de hierro.

Perfiles de las regiones secas. En las regiones secas hay poca o ninguna materia orgánica. Cualquier movimiento de humedad es predominantemente ascendente debido a la evaporación superficial. Esto produce una acumulación de materiales solubles, como los carbonatos, cerca de la superficie y la cementación parcial del suelo.

Algunas veces los carbonatos están bien distribuidos dentro de la masa, mientras que en otros casos se concentran en lentes o concreciones al nivel donde se produce la evaporación de la humedad capilar de los depósitos.

Estos suelos son generalmente fuertes e incompresibles cuando están secos. Cuando se saturan se debilitan, y algunas veces se derrumban con una pérdida súbita de resistencia y un rápido hundimiento. Pueden ser buenos materiales de construcción según sea el material primario.

En regiones extremadamente áridas las sales solubles brotan del suelo por capilaridad después de un breve período de lluvias y se precipitan cerca y sobre la superficie, formando una capa vegetal salina o alcalina y algunas veces una costra blanca. Un riego excesivo en regiones muy secas puede producir la misma acumulación de sales y hasta hacer perder la fertilidad al terreno.

Humedad. Drenaje insuficiente. Los suelos húmedos insuficientemente drenados forman grupos intrazonales de acuerdo con la humedad. En los ambientes muy húmedos el crecimiento orgánico es rápido; sin embargo, en las áreas inundadas y de agua estancada, la pudrición es

94 Rocas, suelos y agua subterránea

lenta. La pudrición orgánica absorbe el oxígeno, y los productos de la pudrición impiden más pudriciones. En estas condiciones la materia orgánica se acumula rápidamente. Un régimen de alta pudrición asociado a un nivel freático fluctuante produce un *terreno orgánico* (muck) casi sin fibras, mientras que una pudrición lenta asociada a inundaciones con agua estancada, produce una *turba fibrosa*. Debido a que la pudrición tiende a ser muy baja en las regiones frías, los depósitos de turba más gruesos se encuentran frecuentemente en las regiones subárticas. También se forman gruesos depósitos de turba en los trópicos, en deltas que se sumergen lentamente o en los brazos muertos de los ríos.

2:8 AGUA SUBTERRANEA

El agua es uno de los factores más importantes en la resistencia, compresibilidad y cambios de volumen del suelo. Aunque el agua está presente en todos los suelos, el término *agua subterránea* está reservado para una masa continua de agua bajo tierra que llena los poros o vacíos del suelo y que puede moverse libremente por efecto de la gravedad. El *nivel freático* es la superficie superior de una masa de agua subterránea. Se define como el nivel del agua en un agujero abierto en el terreno, y es el nivel al cual la presión de agua es cero. El agua subterránea no es una masa de agua estática con la superficie a nivel, como parece desprenderse del nombre *nivel freático subterráneo*; por el contrario, es una corriente que se mueve con una superficie en pendiente que toma muchas formas, que dependen de la estructura de los suelos y rocas por los cuales fluye.

La elevación del nivel freático en un punto no es constante. La corriente de agua se abastece por infiltración desde la superficie del terreno, y esta agua se pierde por evaporación, y por filtración hacia los ríos, lagos y el océano. Cuando la cantidad de agua que entra es superior a la que se pierde, como sucede en tiempo lluvioso, el nivel freático sube, y cuando la entrada disminuye, en tiempo seco, o cuando la pérdida aumenta por bombeo para abastecimiento de agua o por drenaje, el nivel freático baja.

Acuíferos. Los acuíferos son estratos de suelo y roca, relativamente permeables, que contienen agua subterránea. Son similares a los depósitos de los lagos y los cauces de los ríos que contienen agua superficial. El acuífero más conocido es un estrato de suelo relativamente permeable, en el que el nivel del agua subterránea sube y baja con el estado atmosférico y con el bombeo. El nivel freático se inclina en la misma dirección que la superficie del terreno, pero la pendiente es más suave y uniforme. En los suelos formados por estratos alternados de suelos permeables e impermeables, la disposición del agua subterránea se hace más compleja.

Un estrato impermeable combado forma un depósito que puede almacenar una pequeña cantidad de agua subterránea que queda colgada por arriba del nivel freático general. Los *niveles de aguas colgadas* (figura 2.11) ocurren con alguna frecuencia, pero generalmente son de extensión limitada. Se puede drenar haciendo una perforación a través del fondo im-

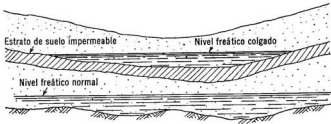


Fig. 2.11 Nivel de aguas colgadas.

permeable del depósito y dejando que el agua filtre hacia abajo. Cuando un acuífero está confinado entre dos estratos impermeables el agua puede estar a presión; cuando esto sucede, la elevación de cero presión está por arriba de la superficie superior del agua, y se dice que el agua subterránea tiene presión *artésiana*. Las presiones artesianas se producen generalmente en acuíferos en pendiente (figura 2.12) en los que el punto por donde entra el agua en el estrato permeable confinado es más alto que el punto donde se mide la presión. Cuando se hace una perforación en un acuífero artésiano, el agua sube hasta la elevación de cero presión; si este nivel está por arriba de la superficie del terreno, resulta un pozo artésiano. Los acuíferos artesianos pueden ser estructuras locales que existen

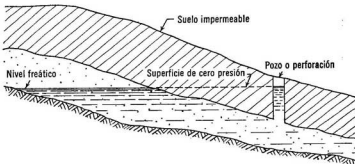


Fig. 2.12 Nivel freático artésiano.

TABLA 2 : 1 CLASIFICACION ELEMENTAL DE LAS ROCAS

Clase	Tipo	Familia	Características generales
Ignea	Intrusiva (Grano grueso)	Granito	Color claro 10-40% cuarzo, 40-60% O y M* feldespatos, 2% mica, 0-10% FM†
		Sienita	5-10% cuarzo, 25-50% O y M* feldespatos, 0-20% O feldespatos, 5-20% FM
		Diorita	0-5% cuarzo, 0-25% O y M* feldespatos, 20-50% O feldespatos, 20-30% FM
		Gabro, ultra básico	Color oscuro 0% cuarzo, 0% O y M* faldespatos, 40-50% P feldespatos, 30-50% FM
Ignea	Extrusiva (Grano fino)	Obsidiana	Vidrio volcánico, a menudo de color oscuro
		Riolita	Color claro 10-40% cuarzo, 40-50% O y M* feldespatos, 2% micas, 0-10% FM, M
		Traquita	5-10% cuarzo, 25-50% O y M* feldespatos, 0-20% P feldespatos, 5-20% FM‡
		Andesita	0-5% cuarzo, 0-25% O y M* feldespatos, P† feldespato, 20-30% FM‡
		Basalto, diorita	Color oscuro 0% cuarzo, 0% O y M* feldespato, 40-50% P† feldespatos, 30-50% FM‡
Ignea	Eyectada	Toba (ceniza volcánica)	Arena parecida a la ceniza y fragmentos del tamaño del limo con algunos fragmentos angulosos del tamaño de la grava

		Piedra pómez (porosa)	Lava espumosa o porosa, generalmente color claro.
Sedimentaria	Calcárea	Caliza	Carbonato de calcio Variación en textura; cristalina
		Dolomita	Carbonato de calcio y magnesio gruesa fosilífera-granular-terrosa
Sedimentaria	Silíceas	Arenisca fina, argilita, piedra de cieno	No orientada, limo y arcilla endurecidos
		Lutita	Orientada-laminada, limo y arcilla endurecidos
		Arenisca	Arena cementada, arcósica si hay cantidad apreciable de feldespato
		Conglomerado	Arena-grava o grava cementadas
		Brecha	Fragmentos angulosos de roca cementados
Metamórfica	Foliada	Pizarra	Finamente foliada u orientada; grano fino; exfoliación delgada y suave.
	(Granos orientados)	Esquisto Gneis	Foliación de línea de lápiz a papel delgado. Bandas de minerales de 1.5 mm o menores; exfoliación áspera
Metamórfica	No foliada	Cuarcita	Estructura arena grava densa que se rompe a través de los granos
		Mármol	Caliza o dolomita recristalizada

* Feldespatos ortoclase y microclina.

† Feldespato plagioclase.

‡ Minerales ferromagnesianos.

en un área de pocas hectáreas, o pueden ser continuas en grandes áreas, como las vastas areniscas artesianas de Dakota Norte y Sur. Estas estructuras crean, con frecuencia, dificultades a los ingenieros, por la reducción de resistencia del suelo debido al esfuerzo neutro. Las excavaciones que se extienden hasta cerca de los estratos que están bajo presión artesiana se pueden dañar por un *estallido del fondo*. La presión del agua, que al principio estaba balanceada por el peso del suelo superyacente, hace, al faltar éste, que el suelo que queda se reviente hacia arriba dentro de la excavación, o si el suelo es arena, que se produzca en ésta la condición de "movediza". (capítulos 3, y 4.)

Manantiales y pantanos. Cuando el nivel freático intersecta la superficie del terreno en la ladera de una colina, se forma un *manantial*, el agua escurre por la superficie del terreno, y el suelo puede ablandarse por la adición de esta agua y también por la presión de filtración. Esto se puede corregir interceptando el agua con drenes antes que llegue a la superficie. La intersección del nivel freático con la superficie de un terreno a nivel produce un *pantano*. Cuando el tiempo es húmedo y el nivel freático alto, el pantano puede estar parcialmente cubierto de agua, mientras que en tiempo seco puede estar relativamente seco y firme. La filtración de agua ascendente en algunos pantanos produce en el suelo un estado semimovedizo, que es más pronunciado durante los períodos en que el nivel freático se eleva. Es difícil mejorar las áreas pantanosas, porque ocurren ordinariamente, en zonas bajas en las cuales no hay lugar hacia donde drenar el exceso de agua.

2:9 CLASIFICACION Y DESCRIPCION DE LAS ROCAS

El estudio de las rocas, incluyendo su clasificación, se llama *Petrografía*. Debido a la complejidad de la formación de las rocas y a los muchos y diferentes minerales que las constituyen, esta ciencia es compleja. Sin embargo, desde el punto de vista del comportamiento de las mismas en las obras de ingeniería, rara vez es necesaria una clasificación detallada. La tabla 2:1 es adecuada para la mayoría de los usos que de ellas se hace en ingeniería.

Endurecimiento. Resistencia. La resistencia de una roca tiene más importancia en ingeniería que su textura o clasificación geológica. Los ensayos de la roca no deteriorada, capítulo 3, son necesarios para determinar su resistencia cuantitativamente. En la tabla 2:2 se da una norma para describir el endurecimiento en términos de la resistencia a compresión en muestras no confinadas, y un simple ensayo de campo para estimarlo.

Estructura. El comportamiento de una roca en trabajos de ingeniería está en gran parte dominado por su estructura mecánica. Existe una va-

TABLA 2 : 2 DESCRIPCION DEL ENDURECIMIENTO DE LA ROCA
(Adaptada de Duncan y Jennings)

Descripción	Resistencia a compresión sin confinar	Ensayo de campo
Muy dura	1,400 kg/cm ² o más	Se dificulta romperla con el pico en trozos de 10 cm.
Dura	560-1,400 kg/cm ²	Se rompe en trozos de 10 cm con un golpe de martillo
Blanda	175-560 kg/cm ²	Se puede raspar o dentellar ligeramente con la punta del pico
Muy blanda	70-175 kg/cm ²	Se desmenuza con el pico, se raspa fácilmente con la cuchilla

riedad infinita de ordenamientos; desde el punto de vista de la ingeniería se pueden agrupar en la forma que se describe a continuación.

La *estratificación*, figura 2.13a, es la segregación de materiales semejantes en láminas más o menos paralelas. Esto sucede en la mayoría de los sedimentos como en los depósitos estratificados, y en las rocas metamórficas debido a la presión y escurrimiento. Hay muchos tipos: estratos delgados de materiales similares, estratos duros sobre blandos y viceversa, estratos blandos y duros alternados, estratos horizontales o inclinados, rectos o curvados y hasta disconformes. El carácter de las caras con contacto de los estratos es importante, pues de él depende el comportamiento de la roca bajo las cargas. Una superficie lisa facilita más el resbalamiento que una rugosa en la que las irregularidades se ajustan. Las irregularidades que no se ajustan unas a otras contienen puntos de concentración de esfuerzos donde pueden producirse trituraciones o desgarraduras por efecto de las cargas. La orientación de los planos de estratificación con respecto a las cargas que se apliquen, determina los esfuerzos y la tendencia a que se produzcan movimientos. La escala de la estratificación expresada por la relación entre el ancho de la estructura ingenieril, B , y el espesor del estrato, H , establece el significado total de la estratificación y particularmente de cualquier debilidad entre las superficies con contacto.

Las juntas, figura 1.13c, son grietas más o menos perpendiculares a la superficie de estratificación. Se presentan en grupos, siendo las juntas de cualquier grupo aproximadamente paralelas e igualmente espaciadas. Las juntas típicas están dispuestas paralelamente y en ángulos rectos a los ejes de los pliegues; estas juntas son de *dirección* y de *buzamiento* respectivamente. Las juntas dividen la roca en prismas rectangulares. Se puede presentar otro grupo de juntas formando un ángulo oblicuo, las cuales dividen la roca en paralelepípedos o en cuñas. Cuando las juntas de un estrato están alineadas con las del siguiente se favorece el movimiento en las juntas. Si las juntas están escalonadas la disposición es más estable.

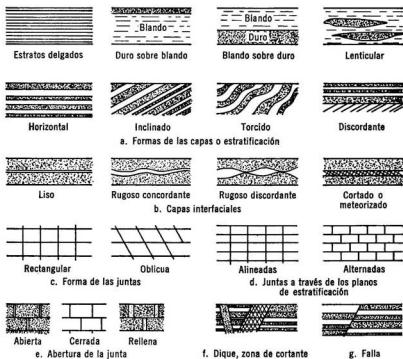


Fig. 2.13 Formas estructurales de la roca que tienen importancia en cimentaciones y en construcciones.

El carácter de las propias juntas es un factor de gran importancia en el comportamiento de la roca. Si están cerradas la masa se comporta como un sólido continuo; si abiertas puede tener lugar un gran movimiento hasta que haya una transferencia de carga de roca a roca a través de las juntas. Si las juntas están rellenas de un material blando el comportamiento de la masa de roca dependerá de la resistencia del relleno. La rugosidad de las superficies de la junta tiene igualmente influencia en los posibles movimientos a través de la grieta o normal a ella. La orientación de las juntas con respecto a la carga y la relación del ancho estructural B al espaciamiento S tiene una significación similar al de los estratos.

Los defectos en la masa de roca, figura 2.13e-g, son: zonas de cortante, espejos de falla, diques, cavidades, canales de solución, y zonas porosas. Algunas discontinuidades son zonas poco resistentes; en las más rígidas se producen concentraciones de esfuerzos. El espaciamiento y la orientación de estas discontinuidades son factores de la mayor importancia a los

efectos de la obra de ingeniería; en forma análoga a como lo son los estratos y juntas.

En cada caso se deben tener en cuenta todos los detalles pertinentes de la estructura de la roca. En muchos casos la estructura es el factor dominante, y la naturaleza de la roca entre juntas o planos de estratificación es secundario.

Los sistemas para describir la estructura de las rocas cuantitativamente se exponen en los libros de texto de geología estructural y en los tratados de mecánica de la roca. Los términos más usados con relación al espaciamiento se exponen en la tabla 2:3.

TABLA 2 : 3 ESPACIAMIENTO DE ESTRUCTURAS (Según Deere)^{2:7}

Término descriptivo Estratificación	Término descriptivo Juntas	Estratos o juntas por metro	Espaciamiento en cm	
Muy fina	Muy cerrada	>20	Menor que 5	Menor que 2
Fina	Cerrada	3-20	5-30	2-12
Mediana	Mediana	3-1	30-90	12-36
Gruesa	Ancha	1-1/3	90-300	36-120
Muy gruesa	Muy ancha	<1/3	Mayor que 300	Mayor que 120

2 : 10 CLASIFICACION DE LOS SUELOS

Un sistema de clasificación de los suelos es un ordenamiento de los diferentes suelos en grupos que tienen propiedades similares. El propósito es dar facilidades para estimar las propiedades o aptitudes de un suelo por comparación con suelos de la misma clase cuyas propiedades se conocen, y para facilitar al ingeniero un método preciso para la descripción del suelo. Sin embargo, son tantas las propiedades diferentes de los suelos que interesan a los ingenieros y tantas las combinaciones de estas propiedades en cualquier depósito natural de suelo, que cualquier sistema de clasificación universal parece impracticable. En su lugar los grupos o clases se basan en aquellas propiedades que son más importantes de acuerdo con el carácter particular de la obra de ingeniería para la cual se ha desarrollado la clasificación. Por ejemplo: el Sistema de Clasificación del Public Roads de los E. U. A., agrupa los suelos de acuerdo con su adaptabilidad para la construcción de caminos. Las mismas propiedades pueden ser de poca utilidad en la clasificación de suelos para presas de tierra. El ingeniero de suelos debe familiarizarse con los propósitos, y particularmente con las limitaciones, de los más importantes sistemas de clasificación y debe ser capaz de desarrollar nuevos sistemas que se ajusten a nuevos problemas, menos que adaptar los sistemas antiguos a situaciones para

las cuales no son aplicables. Pero el ingeniero no debe emplear su tiempo en esto, porque como ha dicho A. Casagrande: "Los que realmente comprenden los suelos pueden, y frecuentemente lo hacen, aplicar la mecánica del suelo sin una clasificación formalmente aceptada".^{2:8}

Clasificaciones por textura. Las clasificaciones por textura agrupan los suelos por el tamaño de los granos. La grava y los tamaños mayores se descartan y las partículas más finas que 2 mm en diámetro se dividen en tres grupos; tamaño de arena, tamaño de limo y tamaño de arcilla. Siguiendo esta clasificación, los suelos se agrupan por los porcentajes que contienen de cada uno de estos tres tamaños.^{2:8}

La clasificación por textura fue desarrollada por los ingenieros agrónomos, quienes encontraron que el tamaño de los granos era una indicación de la laborabilidad de la tierra vegetal. Se han empleado muchos modelos de clasificación por textura en trabajos de ingeniería, pero han sido reemplazados por el sistema, más completo, de clasificación para obras de ingeniería, que se describe a continuación.

Sistema de clasificación del departamento de caminos públicos. Uno de los sistemas más antiguos de agrupar los suelos para fines de ingeniería, es el que se sigue en la Clasificación del Departamento de Caminos Públicos. Desde su introducción en 1929, ha sufrido muchas revisiones y modificaciones y se usa ampliamente, para evaluar los suelos para la construcción de subrasantes de carreteras y terraplenes. La modificación propuesta en 1945 se llama *Revised Bureau of Public Roads; Highway Research Board*, o Sistema *AASHO* (American Association of State Highway Officials).^{2:9} Este sistema divide todos los suelos en tres categorías: granular, con 35 por ciento o menos, en peso, pasando por el tamiz No. 200 (más fino que 0.074 mm); limo-arcilla, con más de 35 por ciento pasando por el tamiz No. 200 y suelos orgánicos. Las dos primeras categorías se subdividen después de acuerdo con su característica de graduación y plasticidad, como se indica en la tabla 2:4. Los símbolos desde A-1 hasta A-8 se aplican a las clases de suelos; estos símbolos indican vagamente que con el aumento del número se disminuye la calidad del suelo para la construcción de carreteras. Algunas de las clases se subdividen para indicar diferencias en plasticidad; pero las subdivisiones no son parte esencial del sistema. La clasificación está suplementada por el *Índice de Grupo*, o IG:

$$IG = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd, \quad (2:1)$$

donde a = porcentaje que pasa el tamiz No. 200, mayor que 35 y sin exceder 75, expresado en un número entero (0 a 40)

b = porcentaje que pasa el tamiz No. 200, mayor que 15 y sin exceder 55, expresado en un número entero (0 a 40)

c = la parte del límite líquido mayor de 40 y sin exceder 60, expresado en un número entero (0 a 20)

d = la parte del índice de plasticidad mayor de 10 y sin exceder 30, expresado en un número entero (0 a 20)

Los valores de IG varían de 0 a 20; los números más bajos indican mejor calidad que los números más altos. El número se coloca entre paréntesis siguiendo a la clase de suelo así A-2(0) ó A-5(9).

Como se han usado los mismos símbolos básicos para todas las versiones del Sistema de Caminos Públicos, el ingeniero debe señalar siempre cuál está usando; sin embargo, la inclusión de los números IG indica que es la revisión de 1945.

Sistema unificado de clasificación de suelos. El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos,^{2:10} es una consecuencia del Sistema de Clasificación para Aeropistas (AC) desarrollado por A. Casagrande,^{2:8} como un método rápido para identificar y agrupar los suelos para construcciones militares. Los suelos se dividen primeramente en dos clases: de granos gruesos y de granos finos. Los suelos de granos gruesos tienen más del 50 por ciento, en peso, de granos más gruesos que 0.074 mm (Tamiz No. 200). Estos suelos se representan por el símbolo G, si más de la mitad, en peso, de las partículas gruesas, son más gruesas que 4.76 mm (Tamiz No. 4) y por el símbolo S si más de la mitad son más finas. A la G o a la S le sigue una segunda letra que describe la graduación: W, buena graduación con poco o ningún fino; P, graduación pobre, uniforme o discontinua con poco o ningún fino; M, que contiene limo o limo y arena; C, que contiene arcilla o arena y arcilla. Los suelos de grano fino (más de la mitad más finos que 0.074 mm) se dividen en tres grupos: C, arcillas, M, limos y arcillas limosas; y O, limos y arcillas orgánicas. Estos símbolos están seguidos por una segunda letra que denota el límite líquido o la compresibilidad relativa: L, límite líquido menor que 50; H, límite líquido que excede de 50.

La gráfica de plasticidad de Casagrande (figura 2.14) es la base para la división de los suelos de grano fino; es también una ayuda para comparar diferentes suelos. Por ejemplo: las arcillas que tienen un origen geológico similar estarán situadas, generalmente, en una banda estrecha paralela a la línea divisoria (corrientemente llamada línea A) entre los suelos C y M-O. Los diferentes símbolos, los suelos que ellos representan y el criterio seguido en la clasificación, se dan en la tabla 2:5. A los suelos que están en la línea límite, se les da, a veces, una clasificación dual, como GW-GC. Debe añadirse a los símbolos una descripción que dé información sobre la forma de los granos, la composición, el color, la macroestructura y la resistencia o densidad del suelo en el terreno.

Sistemas de los departamentos de carreteras. Los departamentos de carreteras de varios estados de los Estados Unidos de América, han desarrollado sistemas de clasificación que se adaptan a los suelos que regularmente se encuentran en esos estados. La mayoría de esos sistemas están basados en una correlación empírica entre el comportamiento del suelo en la construcción de carreteras y algunos ensayos simples de laboratorio, tales como los que se emplean para determinar el tamaño de los granos, la plasticidad, la retracción, el entumecimiento y la densidad después de la compactación. Dentro del estado para el cual se ha desarrollado esa clasificación, ésta puede ser una buena guía para la selección de los materiales para los trabajos de carreteras.

Sistema de aeronáutica civil (CAA). El sistema CAA clasifica los suelos de acuerdo con su adaptabilidad para subrasantes de aeropistas. Los suelos se dividen en los grupos E-1 a E-14 basándose en el tamaño de los granos y la plasticidad, en forma similar a la del Sistema de Caminos Públicos. Se usan otros ensayos para ayudar en la clasificación, pero no son esenciales.

El sistema AC original se diferencia del Unificado en la agrupación de los suelos de granos gruesos: la división entre grueso y fino es 0.1 mm; el símbolo M está substituido por F y todas las subdivisiones de los granos

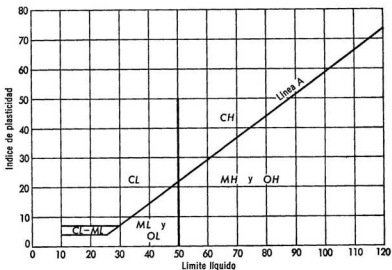


Fig. 2.14 Gráfica de plasticidad para la clasificación de los suelos de grano fino. Ensayos hechos con la fracción más fina que el tamiz No. 40. (Según A. Casagrande,^{2:18} y U. S. Waterways Experiment Station.^{2:10})

105

TABLA 2 : 4 CLASIFICACION REVISADA DEL DEPARTAMENTO DE CAMINOS PUBLICOS
O CLASIFICACION AASHO^{2:9}

Grupo	Subgrupo	Porcentaje que pasa, tamiz U. S. No.			Carácter de la fracción que pasa el tamiz No. 40		Índice de grupo No.	Descripción del suelo	Calidad como subrasante
		10	40	200	Límite líquido	Índice de plasticidad			
A-1			50 máx	25 máx		6 máx	0	Grava o arena de buena graduación puede incluir finos	
	A-1-a	50 máx	50 máx	15 máx		6 máx	0	Mayormente gravas, pero puede incluir arena y finos	
	A-1-b		50 máx	25 máx		6 máx	0	Arena gravosa o arena graduada; puede incluir finos	
A-2*	A-2-4			35 máx 35 máx	40 máx	10 máx	0 a 4 0	Arena y gravas con exceso de finos Arenas, gravas con finos de limo de baja plasticidad	Excelente a buena
	A-2-5			35 máx	41 mín	10 máx	0	Arenas, gravas con finos de limo elás- ticos	
	A-2-6			35 máx	40 máx	11 mín	4 máx	Arenas, gravas con finos de arcilla	
	A-2-7			35 máx	41 mín	11 mín	4 máx	Arenas, gravas con finos de alta plasti- cidad	
A-3			51 mín	10 máx		No plás.	0	Arenas finas	Regular a pobre
A-4				36 mín	40 máx	10 máx	8 máx	Limos de baja compresibilidad	
A-5				36 mín	41 mín	10 máx	12 máx	Limos muy compresibles, limos micáceos	
A-6				36 mín	40 máx	11 mín	16 máx	Arcilla de compresibilidad baja a media	
A-7	A-7-5 A-7-6			36 mín 36 mín 36 mín	41 mín 41 mín 41 mín	11 mín 11 mín† 11 mín†	20 máx 20 máx 20 máx	Arcilla de alta compresibilidad Arcillas limosas de alta compresibilidad Arcillas de alta compresibilidad y alto cambio de volumen	
A-8								Turba, suelos muy orgánicos	No satisfactoria

* El grupo A-2 incluye todos los suelos en los que el 35% o menos pasa por el tamiz No. 200, que no pueden clasificarse como A-1 ó A-3.

† El índice de plasticidad de A-7-5 es igual o menor que LL-30; el de A-7-6 es mayor que LL-30.

gruesos, W, C, P y F, tienen un significado ligeramente distinto. Sin embargo, para la mayoría de los usos prácticos, ambos sistemas son iguales.

Se ha comprobado que el Sistema Unificado es muy útil en la clasificación de suelos para muchos fines diferentes, tales como la construcción de carreteras y aeropistas, presas de tierra y terraplenes y hasta para cimentaciones. A menudo se suplementa con tablas que indican las propiedades típicas de cada grupo, como las características de drenaje; y como se ha dicho es una buena guía para proyectar y construir. El sistema es simple; muchos suelos se pueden situar en el grupo visualmente y sólo se necesita, para una exacta clasificación, hacer ensayos para determinar el tamaño de los grupos y la plasticidad. Sin embargo, debe tenerse en mente que ninguna clasificación substituye a los ensayos que determinan las propiedades físicas de los suelos y al análisis ingenieril de los resultados.

2:11 IDENTIFICACION Y DESCRIPCION DE LOS SUELOS

Las diferentes tablas de clasificación de suelos, que son útiles para agrupar los suelos para un fin determinado, pueden ser útiles o engañosas para otras aplicaciones. En muchos campos, tal como el de la ingeniería de cimentaciones, hay que tener en cuenta tantas propiedades importantes, que cualquier tabla de clasificación de suelos resultaría muy burda. En su lugar, una descripción exacta de las propiedades significativas del suelo puede dar la información necesaria sin las restricciones de una clasificación determinada. Las propiedades de los suelos que se relacionan a continuación, son importantes en la mayoría de los problemas de suelos, y por lo tanto, forman la base de una completa descripción del suelo; también son un requisito suplementario de la Clasificación Unificada.

1. Resistencia a esfuerzo cortante (suelos cohesivos).
2. Compacidad (suelos no cohesivos).
3. Compresibilidad.
4. Permeabilidad.
5. Color.
6. Composición (tamaño de los granos, forma, plasticidad, mineralogía).
7. Estructura del suelo.

Para una descripción precisa, muchas de estas propiedades deben ser determinadas por ensayos de laboratorio. Sin embargo, un ingeniero de suelos experimentado, puede estimar la mayor parte de ellas observando y examinando cuidadosamente en el campo pequeñas muestras del suelo.^{2:13}

Resistencia del suelo. La resistencia a esfuerzo cortante es una propiedad fundamental de los suelos cohesivos inalterados, cuyo conocimiento

TABLA 2 : 5 CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS
(Tomada de U. S. Waterways Experiment Station y ASTM D 2487-66T)

División principal		Símbolo del grupo	Criterios para la clasificación de laboratorio		Descripción del suelo
			Más fino que el tamiz No. 200 %	Requisitos suplementarios	
Grano grueso (más del 50%, en peso, más grueso que el tamiz No. 200)	Suelo gravoso (más de la mitad de la fracción gruesa mayor que el tamiz No. 4)	GW	0-5*	D_{60}/D_{10} mayor que 4, $D_{30}^2/(D_{60} \times D_{10})$ entre 1 y 3	Gravas de buena graduación, gravas arenosas
		GP	0-5*	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para GW	Gravas uniformes o con graduación discontinua, gravas arenosas
		GM	12 o más*	IP menor que 4 o por debajo de la línea A	Gravas limosas, gravas limo-arenosas
		GC	12 o más*	IP mayor que 7 y arriba de la línea A	Gravas arcillosas, gravas arcillo-arenosas
	Suelos arenosos (más de la mitad de la fracción gruesa más fina que el tamiz No. 4)	SW	0-5*	D_{60}/D_{10} mayor que 4, $D_{30}^2/(D_{60} \times D_{10})$ entre 1 y 3	Arenas de buena graduación, arenas gravosas
		SP	0-5*	Cuando no se cumplen simultáneamente las condiciones para GW	Arenas uniformes o con graduación discontinua, arena gravosa
		SM	12 o más*	IP menor que 4 o por debajo de la línea A	Arenas limosas, arenas limosas gravosas
		SC	12 o más*	IP mayor que 7 y arriba de la línea A	Arenas arcillosas, arenas arcillosas gravosas
Grano fino (más del 50%, en peso, más fino que el tamiz No. 200)	Baja compresibilidad (LL menor que 50)	ML	Gráfico de plasticidad		Limos, arenas muy finas, arenas finas limosas o arcillosas, limos micáceos
		CL	Gráfico de plasticidad		Arcillas de baja plasticidad, arcillas arenosas o limosas
		OL	Gráfico de plasticidad, olor o color orgánicos		Limos orgánicos y arcillas de baja plasticidad
	Alta compresibilidad (LL mayor que 50)	MH	Gráfico de plasticidad		Limos micáceos, limos de diatomeas, cenizas volcánicas
		CH	Gráfico de plasticidad		Arcillas muy plásticas y arcillas arenosas
		OH	Gráfico de plasticidad, olor o color orgánicos		Limos orgánicos y arcillas de alta plasticidad
Suelos con materia orgánica fibrosa		Pt	Materia orgánica fibrosa; se carboniza, quema o se pone incandescente		Turba, turbas arenosas y turbas arcillosas

* Para los suelos en los que pasa por el tamiz No. 200 del 5 al 12 por ciento, use un símbolo doble, como GW-GC.

108 Rocas, suelos y agua subterránea

es necesario para resolver muchos problemas. Ordinariamente la resistencia se define en términos de la resistencia a compresión sin confinar (sección 3:15), pero se puede estimar por la presión que se necesita para comprimir entre los dedos una muestra inalterada. Si el suelo es *frágil* (que falla bruscamente con pequeña deformación), *elástico* (como la goma), *friable* (que se desmorona fácilmente) o *susceptible* (que pierde resistencia al reamarse), estos términos deben incluirse en la descripción.

TABLA 2:6 RESISTENCIA DEL SUELO*

Término usado	Resistencia a compresión sin confinar (según Terzaghi y Peck) ^{2, 12}	Ensayo de campo (Según Cooling, Skempton y Glossop) ^{2, 14}
Muy blando	0-0.25 kg/cm ²	Se escurre entre los dedos al cerrar la mano
Blando	0.25-0.50	Se amasa fácilmente con los dedos
Firme	0.50-1.00	Se amasa con fuerte presión de los dedos
Resistente	1.00-1.50	Se deprime con fuerte presión de los dedos
Muy resistente	1.50-2.00	Se deprime ligeramente con la presión de los dedos
Duro	2.00 o más	Se hiende ligeramente con la punta del lápiz

* (En la tabla 6:5 se da un método para estimar la resistencia durante la operación de tomar las muestras.)

Compacidad. La compacidad es tan importante para los suelos no cohesivos, como lo es la resistencia para los cohesivos. Se puede hallar comparando la relación de vacíos real del suelo, con la variación de la relación de vacíos de ese suelo al pasar del estado suelto al compacto. Se puede estimar por la facilidad con que penetra en el suelo una barra de acero, o por la tabla 6:4.

TABLA 2:7 COMPACIDAD DEL SUELO

Término usado	Compacidad relativa	Ensayo de campo
Suelta	0-50%	Una barra de acero de 12.5 mm (½ plg) de diámetro penetra fácilmente empujada con la mano
Firme	50-70	Una barra de acero de 12.5 mm (½ plg) de diámetro penetra fácilmente hincada con un martillo de 2.3 kg (5 lb)
Compacta	70-90	Una barra de acero de 12.5 mm (½ plg) penetra 30 cm (1 pie) hincada con un martillo de 2.3 kg (5 lb)
Muy compacta	90-100	Una barra de acero de 12.5 mm (½ plg) penetra sólo unos centímetros hincada con un martillo de 2.3 kg (5 lb)

Compresibilidad. La compresibilidad se determina directamente por ensayos de laboratorio (sección 3:6) o se estima de acuerdo con el límite líquido y la relación de vacíos.

TABLA 2 : 8 COMPRESIBILIDAD

Término usado	Índice de compresión	Límite líquido (apr)
Ligera o baja compresibilidad	0-0.19	0.30
Moderada o intermedia	0.20-0.39	31.50
Alta compresibilidad	0.40 y mayor	51 y mayor

Permeabilidad. La permeabilidad se determina por ensayos directos en el laboratorio y en el campo, o se puede estimar por la tabla 3:1.

Color. Aunque el color no es una propiedad importante por sí misma, es una indicación de otras propiedades más importantes. Por ejemplo: matices amarillos y rojos indican que un suelo ha sufrido una severa meteorización, porque los colores están en los óxidos de hierro. Un color castaño verdoso oscuro es a menudo una indicación de materia orgánica. Si durante la excavación se encuentra un cambio de color, es con frecuencia una indicación de que se ha descubierto un estrato diferente de suelo con propiedades diferentes. El color es usualmente la propiedad del suelo que más fácilmente emplea el que no tiene experiencia en mecánica del suelo, para identificar los suelos; sin embargo, un método práctico para enseñarle a los trabajadores cómo distinguir ciertos suelos, es por el color. Los colores del suelo se describen visualmente con la ayuda de las cartas de colores de Munsell.²¹¹³

Composición. La composición incluye el tamaño de los granos, la graduación, la forma de los granos, la composición mineralógica (de los granos gruesos) y la plasticidad. Se consideran dos grupos de suelos: aquellos en que predominan los granos gruesos (mayores de 0.074 mm), y los otros, en que predominan los granos finos (menores de 0.074 mm), como en la Clasificación Unificada. Los suelos de granos gruesos se describen basándose en primer lugar en el tamaño de los granos, los suelos de grano fino basándose en la plasticidad. La cantidad de granos gruesos o finos que se requieren para considerar cuáles predominan en un suelo no es fija, porque depende de la estructura del suelo. Si las partículas gruesas pueden hacer contacto unas con otras, el suelo se comporta esencialmente como un material de grano grueso; si los granos no se tocan sino que están separados por granos finos, los granos finos predominan. La Clasificación Unificada define arbitrariamente como tamaño predominante el de los granos que excedan el 50 por ciento en peso. Sin embargo, si el suelo

contiene minerales arcillosos, los finos pueden predominar aunque ellos sean considerablemente menos del 50 por ciento del peso del suelo. Por lo tanto, no se puede establecer un punto fijo como límite y el ingeniero debe ejercitar su juicio.

El tamaño de las partículas tal como lo define ASTM-ASCE, y su identificación visual se dan en la tabla 2:9.

TABLA 2 : 9 IDENTIFICACION POR EL TAMAÑO DE LOS GRANOS

Nombre	Límites de tamaño	Ejemplo vulgar
Boleo	305 mm (12 plg) o mayores	Mayor que una pelota de balón-cesto
Canto rodado	76 mm (3 plg) a 305 mm (12 plg)	Toronja
Grava gruesa	19 mm (¾ plg) a 76 mm (3 plg)	Limón o naranja
Grava fina	4.76 mm (T. No. 4) a 19 mm (¾ plg)	Chicharo o uva
Arena gruesa	2 mm (T. No. 10) a 4.76 mm (T. No. 4)	Sal mineral
Arena mediana	0.42 mm (T. No. 40) a 2 mm (T. No. 10)	Azúcar o sal de mesa
Arena fina*	0.074 mm (T. No. 200) a 0.42 mm (T. No. 40)	Azúcar en polvo
Finos	Menores que 0.074 mm (T. No 200)	

* Las partículas menores que la arena fina no se pueden distinguir a simple vista a una distancia de 20 cm.

La graduación se estima siguiendo el mismo criterio de la Clasificación Unificada (tabla 2:5). Una curva de composición granulométrica suave y un coeficiente de uniformidad de más de 6 para las arenas o de 4 para las gravas denota un suelo de *buena graduación*. Una graduación irregular denota *graduación discontinua*. Un coeficiente de uniformidad menor que los arriba expresados indica un suelo *uniforme*. El término *graduación pobre* se aplica indistintamente, algunas veces, a los suelos uniformes o de graduación discontinua.

Los granos se identifican en cuanto a su forma desde angulosos hasta bien redondos, como se muestra en la figura 1.9. Se pueden identificar además las partículas alargadas o laminares.^{2:13}

La composición mineralógica de los granos se puede determinar frecuentemente por un examen microscópico. Los carbonatos se identifican con un ácido fuerte, que al tocar las partículas produce efervescencia.

Los finos se describen basándose en el gráfico de plasticidad de Casa-grande (figura 2.14). Los suelos que caen por arriba de la línea A son arcillas y los que caen por debajo de dicha línea, limos. A los suelos que caen cerca de la línea A se les da una doble denominación: si el IP es menor que 10 por ciento y el suelo cae por arriba de la línea A, el suelo se describe como arcilla limosa; si es menor que 33 por ciento y está por debajo de la línea A, es un limo arcilloso. Sin embargo, el suelo cuyo

límite líquido sea superior a 60 por ciento, no se describirá como arcilla limosa.

Los limos y arcillas se pueden identificar en el campo por el ensayo de sacudidas. Una pastilla de suelo húmedo (consistencia de masilla blanda) se sacude en la mano. Si con las sacudidas o palmadas la pastilla se vuelve blanda y lustrosa y después, al comprimirla entre los dedos se hace dura, opaca y se agrieta, se dice entonces que tiene *reacción a las sacudidas* o *dilatancia*. Una reacción rápida indica limo no plástico, una reacción lenta indica limo orgánico, limo ligeramente arcilloso, o posiblemente limo no plástico con un límite líquido muy alto (por arriba de 100). Si no hay reacción indica arcilla o arcilla limosa. (Para que el ensayo sea decisivo debe hacerse con diferentes humedades.)

La tenacidad de los bastoncillos que se forman cuando se arrolla el suelo para determinar el límite plástico, también ayuda a identificar los finos. La imposibilidad de formar el bastoncillo, o que éste resulte muy débil, indica limo inorgánico de muy baja plasticidad (ML). Un bastoncillo débil y esponjoso, indica limo orgánico o limo inorgánico con un límite líquido alto, pero baja plasticidad (MH). Un bastoncillo firme indica arcilla de baja plasticidad (CL), mientras que un bastoncillo rígido y tenaz indica arcilla de baja plasticidad (CH).

La plasticidad se determina por el índice de plasticidad o puede estimarse por la resistencia de una muestra secada al aire. La muestra se prepara eliminando primero las partículas más gruesas que el tamiz No. 40,

TABLA 2 : 10 PLASTICIDAD

Término usado	IP	Resistencia en estado seco	Ensayos de campo
No plástico	0-3	Muy baja	Cae en pedazos fácilmente
Ligeramente plástico	4-15	Ligera	Se tritura fácilmente con los dedos
Medianamente plástico	15-30	Mediana	Difficil de triturar
Muy plástico	31 o mayor	Alta	Imposible de triturar con los dedos

amasándola después para formar un cubo que tenga la consistencia de masilla dura; se añade agua si es necesario. El cubo se deja secar al aire o al sol y después se tritura entre los dedos.

Los suelos orgánicos se pueden identificar por el olor, que se puede intensificar calentándolos, y por el color que es generalmente negro, castaño, verde oscuro o negro azulado. Sin embargo, algunos suelos inorgánicos son negros debido al hierro, titanio y minerales ferromagnesianos. La materia orgánica también se puede identificar oxidando el suelo con agua

oxigenada y determinando la pérdida con respecto al peso seco, o por la pérdida de peso por ignición, siempre que el suelo no tenga carbonatos minerales ni agua adsorbida o de cristalización.

Los suelos que contienen materia orgánica fibrosa se pueden identificar visualmente o por la pérdida de peso por ignición. Una pérdida de peso, de materia orgánica, del 80 por ciento o más, indica que el suelo es *turba*. Si la cantidad de materia orgánica fibrosa es menor, el suelo se describe como arena turbosa o arcilla turbosa, según sea el caso.

Al hacer la descripción de un suelo en que predomina el grano grueso se empleará el término *grava* o *arena* según sea uno u otro el componente más abundante. Los componentes menos abundantes y los finos (ya sean limos o arcillas) se usan como modificativos, colocando el componente de menor importancia primero. Por ejemplo: un suelo que tiene el 30 por ciento de finos (limo), el 45 por ciento de grava y el 25 por ciento de arena se describe como una grava arenosa y limosa (grava areno-limosa). El tamaño y forma del grano sigue al componente al cual se aplica. Un suelo en que predominan los granos finos puede considerarse como limo o arcilla, y los componentes de grano grueso deben usarse como modificadores, con el menos importante primero. Por ejemplo: un suelo con el 70% de finos (arcilla), el 20 por ciento de arena y el 10 por ciento de grava se describe como arcilla gravosa y arenosa (arcilla gravo-arenosa).

Descripción de la estructura del suelo. La estructura del suelo se debe determinar por una cuidadosa observación del mismo. Se pueden usar los términos descriptivos siguientes:

Homogénea (propiedades uniformes)

Estratificada (capas alternadas de suelos diferentes)

Laminada (repetición de capas alternadas de espesor menor que 3 mm ($\frac{1}{8}$ "))

En franjas (capas alternadas en suelos residuales)

Es importante indicar los defectos en la estructura del suelo. Se observan a menudo, los siguientes:

Espejos de falla (antiguos planos de falla)

Canales de raíces

Fisuras (grietas, de retracción, heladas)

Meteorización (decoloramiento irregular)

Cómo elaborar una descripción del suelo. El suelo debe describirse destacando, esencialmente en el mismo orden, las propiedades significativas que se indicaron previamente. La descripción debe abarcar todas las propiedades de significación. Podrían citarse como ejemplo las siguientes descripciones:

1. Arcilla, de mediana plasticidad, gris azulada, moderadamente compresible, dura.
2. Grava redondeada, areno-arcillosa, bien graduada, compacta.
3. Arena fina, angulosa, uniforme, color castaño, firme.
4. Arcilla y limo ligeramente compresibles, negros, firmes; estructura laminada.
5. Limo arenoso micáceo, color castaño, compresible, suelto; estructura en franjas.

TABLA 2 : 11 SÍMBOLOS PARA LA DESCRIPCIÓN ESCRITA DE SUELOS Y ROCAS

Consistencia		Color		Textura del suelo composición	
Su	Suelta	Gri	Gris	Bo	Boleo
Fir	Firme	Cas	Castaño	Gra	Grava
Co	Compacta	Can	Canela	Are	Arena
MCo	Muy compacta	Am	Amarillo	Li	Limo
MBld	Muy blanda	Ro	Rojo	Ar	Arcilla
Bld	Blanda	Ne	Negro	Or	Orgánica
Re	Resistente	Ve	Verde	Tur	Turba
Du	Dura	Blc	Blanco	Cal	Calcárea
		Na	Naranja	Con	Conchifera
				La	Laterítica
				Gr	Gruesa
				Fin	Fina
				An	Angulosa
				Red	Redonda

Rocas		Detalles	
Ar	Arenisca	Esp	Espejo de falla
Pia	Pizarra arcillosa	Ve	Veta
Calz	Caliza	Le	Lente
Gn	Gneis	Po	Porosa
Esq	Esquisto	NF	Nivel freático
Cu	Cuarcita	Me	Meteorizada
Gran	Granito	Ju	Jointas
Ba	Basalto	Des	Descompuesta
Pi	Pizarra	Ca	Cavidad
Di	Diorita	Ra	Raíces
To	Toba	Conc	Concreciones
Cong	Conglomerado	No	Nodular
		Mo	Moteada
		Fr	Fracturada
		Li	Listada
		Fr	En franjas

Abreviaturas para descripción. Con mucha frecuencia, los ingenieros hacen descripciones inadecuadas por las limitaciones de tiempo o por falta de espacio suficiente en los planos a escala reducida. En la tabla 2.11 se proporciona un sistema de abreviaturas de sentido evidente para todos los ingenieros familiarizados con la terminología de los suelos y rocas.

2:12 NOMBRES DE LOS SUELOS Y DE LAS ROCAS

Además de los términos normalmente usados para describir los suelos, se han dado muchos nombres a los suelos, rocas y depósitos. Muchos de estos nombres como *gumbo* y *perdigón*, se originaron por asociación con otros objetos más familiares, y tienen esencialmente una significación local. Otros, como limo y arcilla, se han aplicado a suelos que tienen tal variedad en sus características, que no tienen, a menudo, una significación definida. En algunos casos el nombre de un suelo que está asociado a los suelos de ciertas características de una región, en otras regiones se refiere a suelos de características completamente diferentes. Los nombres de los suelos que se definen más adelante, se encuentran frecuentemente en la literatura de ingeniería.^{2:116}

Adobe, se refiere a arcillas arenosas de plasticidad media que se encuentran en las regiones semiáridas del suroeste de los Estados Unidos de América. Estos suelos se han usado por siglos para la fabricación de ladrillos secados al sol. Este nombre también se aplica a algunas arcillas muy plásticas del Oeste.

Bentonita, es una arcilla muy plástica producto de la descomposición de cenizas volcánicas. Puede ser dura cuando está seca, pero se expande considerablemente cuando se humedece.

Perdigón, se aplica a las arcillas del sur y del suroeste de los Estados Unidos de América que se rompen en terrones pequeños, duros y relativamente uniformes en tamaño cuando se secan.

Hígado de buey, limo inorgánico de muy baja plasticidad. Cuando está saturado tiembla como una jalea por efecto de choques o vibraciones, y con frecuencia se vuelve movedizo y fluye como un líquido.

Caliche, es un limo o arena cementado con carbonato de calcio, de las regiones semiáridas del suroeste de los Estados Unidos de América. El carbonato de calcio se deposita por la evaporación del agua subterránea que llega a la superficie por acción capilar.

Arcilla, se aplica este nombre a cualquier suelo que sea capaz de mantenerse plástico con variaciones relativamente amplias de humedad. Se ha abusado mucho del término arcilla como nombre de suelo. En algunas partes de los Estados Unidos de América arcilla significa limo no plástico; en otras se usa para designar limos micáceos de baja plasticidad. Los

ingenieros deben usar la palabra arcilla con la significación restringida dada por el gráfico de plasticidad de Casagrande (figura 2:14).

Coquina, es una caliza blanda y porosa constituida en su mayor parte por conchas, coral y fósiles.

Tierras de diatomeas, son limos que contienen gran cantidad de diatomeas, que son esqueletos silíceos de organismos diminutos de aguas saladas o dulces.

Relleno, es un depósito de suelo hecho por el hombre. Los rellenos pueden consistir en suelos libres de materia orgánica, que han sido cuidadosamente compactados para formar una masa densa e incompresible, o pueden ser unas acumulaciones heterogéneas de basuras y escombros.

Tierras de batán, son suelos que tienen facilidad para absorber grasas y tintes. Son generalmente arcillas sedimentarias muy plásticas.

Grava, es un suelo compuesto en su mayor parte por partículas de diámetros desde 4.76 mm a 76.2 mm. En algunas partes de los Estados Unidos de América el término grava se aplica exclusivamente a las gravas redondas.

Gumbo, es una arcilla muy plástica de grano fino del Valle del Mississippi; se siente pegajosa y grasienta al tacto y forma grandes grietas de retracción cuando se seca.

Hardpan, es un término cuyo uso deben evitar los ingenieros. Este término se aplicó originalmente sólo a horizontes de suelos que habían tomado el aspecto de roca por la acumulación de material cementante. El verdadero hardpan es relativamente impermeable y no se ablanda cuando se expone al aire o al agua. Infortunadamente este término se aplica también a estratos de suelo duro y muy consolidado que ofrecen grandes dificultades para ser excavados. Muchos pleitos se han basado en el significado de hardpan, debido a su ambigüedad. Este nombre indica más bien una condición que un tipo de suelo.

Caolín, es una arcilla blanca o rosada de baja plasticidad. Está compuesto en su mayor parte, de minerales de la familia de la caolinita.

Lateritas, son suelos residuales formados en regiones tropicales. La acción cementante de los óxidos de hierro y de los óxidos de aluminio hidratados, hacen que las lateritas secas sean extremadamente duras.

Tierra arcillosa ligera (loam), es un suelo superficial que puede describirse como un limo arenoso de baja plasticidad o una arena limosa, que es muy apropiado para hacer tejas y baldosas. Este término se aplica a los suelos de los horizontes más altos, y no debe emplearse para describir depósitos profundos de los materiales originales.

Loes, es un depósito relativamente uniforme de limo transportado por el viento. Tiene una estructura floja con numerosos huecos de raíces que producen una exfoliación vertical y una permeabilidad vertical muy alta. Consiste en partículas angulosas y subredondas de cuarzo y feldespato ce-

mentadas con carbonato de calcio u óxido de hierro. Cuando se satura se vuelve blando y compresible por la pérdida de material cementante. Los loess alterados por la meteorización en climas húmedos, a menudo se hacen más densos y algo plásticos, se llaman *loess loam*. El *loess de pantano* es un loess depositado en agua; no tiene la estructura floja o la exfoliación vertical del loess.

Marga, es arena, limo arcilla depositada en agua que contiene carbonato de calcio. Las margas son frecuentemente de color gris claro a oscuro o verdosas, y algunas veces contienen materia orgánica coloidal. A menudo se endurecen para formar rocas blandas.

Fango o lodo, es un limo viscoso o limo orgánico extremadamente blando que se encuentra en el fondo de los ríos o lagos. El término indica más bien una consistencia extremadamente blanda que un tipo de suelo es particular. El término fango indica que el suelo tiene relativa cantidad de materia orgánica.

Terreno orgánico (muskeg), es la turba que se encuentra en el noroeste del Canadá. Los pantanos donde se forma la turba se llaman con frecuencia turberas.

Turba, es una materia orgánica parcialmente descompuesta y fibrosa, o un suelo que contiene grandes cantidades de materia orgánica fibrosa. Las turbas son de color castaño oscuro o negras; flojas (la relación de vacíos puede ser 5 a 10) y extremadamente compresibles; cuando están secas flotan. Los pantanos de turba a menudo emiten gas metano que es inflamable.

Arena movediza o viva, es una condición, no un suelo. Las gravas, arenas y limos se vuelven "movedizos" o "vivos" cuando se produce una corriente ascendente de agua subterránea de tal magnitud que levanta las partículas.

Polvo de roca, es un limo extraordinariamente fino formado por la acción moledora de los glaciares.

Arena, es un suelo compuesto en su mayor parte de partículas de 0.074 mm a 4.76 mm de diámetro. *Arena sucia* es una arena ligeramente limosa o arcillosa.

Limo, es cualquier suelo de grano fino de baja plasticidad. A menudo se aplica este nombre a la arena fina. En algunas partes de los Estados Unidos de América el término *limo* se aplica solamente a los limos orgánicos. El gráfico de plasticidad de Casagrande se puede usar para diferenciar el limo de la arcilla.

Piedra, algunas veces se usa para designar la grava angulosa. Está mejor aplicado al producto de la trituración artificial de la roca.

Depósito glacial (till), es una mezcla de arena, grava, limo y arcilla producida por la acción escarificadora de los glaciares. El término *arcilla*

glacial con boleos o tilita (boulder clay) se da a menudo a estos suelos, particularmente en Canadá e Inglaterra.

Tierra vegetal, es el suelo superficial donde crecen las plantas; generalmente contienen gran cantidad de materia orgánica.

Trap (roca ígnea básica), bajo este nombre se incluyen todas las rocas intrusivas de grano fino y color oscuro; se presentan generalmente en forma de diques y capas intrusivas. La más común de estas rocas es el basalto.

Toba, es el nombre que se aplica a los depósitos de cenizas volcánicas. En los climas húmedos o en áreas en las que las cenizas caen en agua, la toba se cementa volviéndose una roca blanda y porosa.

Tundra, es la gruesa capa de musgo y arbustos que cubre un subsuelo gris arcilloso, en las regiones árticas. El suelo más profundo está permanentemente helado, mientras que el suelo superficial se hiela y deshiela de acuerdo con las estaciones. (Ver sección 4:6.)

Arcillas listadas o finamente estratificadas, son depósitos sedimentarios que consisten en capas finas alternas de limo y arcilla. Corrientemente cada par de capas de limo y arcilla tiene un espesor que varía de 3 mm a 13 mm. Son el resultado de la deposición en lagos durante los períodos alternos de alto y bajo caudal del agua de las corrientes que afluyen al lago, y se forman frecuentemente en los lagos glaciales.

REFERENCIAS

- 2:1 *Soil Classification, a Comprehensive System, The Seventh Approximation*, U. S. Dept. of Agriculture, Washington, 1960.
- 2:2 *Soils and Man*, Yearbook of American Agriculture, U. S. Dept. of Agriculture, 1938.
- 2:3 *Soil Survey Manual*, Handbook 18, U. S. Dept. of Agriculture, Washington, 1951 (y 1962 Supplement).
- 2:4 "Glossary of Pedologic and Land form Terminology", *Special Report* 25, Highway Research Board, Washington, 1957.
- 2:5 "Engineering Use of Agricultural Soil Maps", *Bulletin* 22, Highway Research Board, Washington, 1949.
- 2:6 N. Duncan, "Rock Mechanics", a lecture delivered to the southern Assoc., Institution of Civil Engineers (Great Britain), 1968.
- 2:7 D. U. Deere, "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", *Rock Mechanics and Engineering Geology*, Volume 1, 1, 1963.
- 2:8 A. Casagrande, "Classification and Identification of Soils", *Transactions*, ASCE, 1948, p. 901.
- 2:9 "Classification of Highway Subgrade Materials", *Proceedings Highway Research Board*, Washington, 1945.

- 2:10 Unified Soil Classification System, Technical Memorandum 3-357, U. S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1953.
- 2:11 ASTM Standard, D 2487-66T, "Classification of Soil for Engineering Purposes", *ASTM Standards*, Part 11, ASTM, Philadelphia, 1969.
- 2:12 K. Terzaghi y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1948, p. 31.
- 2:13 ASTM Standard, D 2488-66T, "Description of Soils", *ASTM Standards*, Part 11, ASTM, Philadelphia, 1969.
- 2:14 L. F. Cooling, A. W. Skempton y R. Glossop, *Discusión de la Referencia 2:6*.
- 2:15 Munsell Soil Color Charts, Munsell Color Company, Inc., Baltimore, 1954.
- 2:16 W. L. Stokes y D. J. Vernes, *Glossary of Selected Geologic Terms*, Colorado Scientific Society Proceedings, Volumen 16, Denver, 1955.
- 2:17 *Glossary of Geology and Related Sciences*, American Geologic Institute, National Academy of Sciences, Washington, 1957.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

1. Referencias 2:1, 2:2, 2:7.
2. PCA Soil Primer, Portland Cement Association, Chicago.
- ✓3. D. P. Krynine y W. R. Judd, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1957.
- ✓4. R. F. Leggett, *Geology and Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 2a. ed.
5. D. S. Jenkins, D. J. Belcher, L. E. Gregg y K. B. Woods, "The Origin, Distribution and Airphoto Identification of U. S. Soil", U. S. Department of Commerce, CAA Technical Development Report 52, 1946.
6. D. M. Burmister, "Identification and Classification of Soils", *Symposium on Identification and Classification of Soils*, ASTM Special Publication 113, Philadelphia, 1951.
7. The Identification of Rock Types, Bureau of Public Roads, U. S. Government Printing Office, Washington, 1950.
8. *Quaternary Soils*, Proceedings, Volume 9, Seventh Congress, Center for Water Resources Development, University of Nevada, Reno, 1967.
9. K. W. John, "An Approach to Rock Mechanics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings, Volume 88, SM 4, August, 1962.

10. L. Obert y W. I. Duvall, Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York, 1967.
11. ASTM Standards, Part 11, "Bituminous Materials, Soils, Skid Resistance", ASTM, Philadelphia, 1969.

PROBLEMAS

- 2:1 Prepare una tabla de los suelos que usted pudiera encontrar al hacer una excavación en los depósitos siguientes:
1. Depósito aluvial de un río superficial en Mississippi.
 2. Pantano de costa en Carolina del Norte.
 3. Borde de un lago pantanoso en la porción glaciada de Michigan.
 4. Lecho seco de un lago en Nevada.
 5. Médano de arena en Indiana.
 6. Pradera en Dakota del Norte.
 7. Valle de un río en Connecticut.
 8. Llanura de costa en Texas.
- 2:2 Clasifique los suelos siguientes de acuerdo con el Sistema Revisado de Caminos Públicos, y halle el número IG.

Suelo No.	Porcentaje que pasa		Características de la fracción 40	
	No. 40	No. 200	LL	IP
1	95	57	37	18
2	72	48	31	4
3	100	97	73	45
4	18	0		
5	63	8		
6	97	65	50	6
7	45	18	14	3
8	70	30	17	5

- 2:3 Los siguientes datos se obtuvieron de ensayos de análisis granulométricos y de plasticidad, de muestras de suelos. (Porcentajes más finos que el tamaño indicado.)

Tamaño	Muestras					
	1	2	3	4	5	6
No. 10	—	—	—	—	—	100
20	86%	98%	93%	99%	98%	
40	72	85	79	94	95	86
60	60	72	68	89	92	
100	45	56	56	82	86	
200	35	42	42	76	83	9
0.05 mm	33	41	41	74	82	
0.01 mm	21	20	11	38	57	0
0.002 mm	10	8	4	23	36	
LL	19	44	30	40	67	NP
IP	0	0	0	12	27	NP

Dibuje la curva de composición granulométrica.

- a) Clasifique cada suelo usando el Sistema Unificado.
 - b) Clasifique cada suelo usando el Sistema Revisado de Caminos Públicos.
- 2:4 a) Describa, por apreciación visual, una muestra de suelo que usted haya obtenido en una excavación o en un corte de carretera.
- b) Haga una clasificación estimativa del suelo de acuerdo con el Sistema Revisado de Caminos Públicos y el Sistema Unificado.

Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca

La excavación para una estación de bombeo en un suelo residual de limo micáceo, había alcanzado su nivel final a 10 m de profundidad y 3 m por debajo del nivel freático, figura 3.1a. Al final de la tarde se fijaron las estacas que indicaban la elevación del hormigón de la losa de cimentación. A la mañana siguiente, durante la colocación del acero de refuerzo, se observó que las estacas estaban cerca de 30 cm más altas de lo debido. El topógrafo recibió una fuerte reprimenda por su equivocación y la excava-

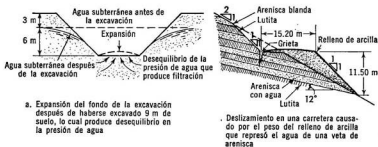


Fig. 3.1 Efectos de los cambios de esfuerzo y de la presión intersticial en el comportamiento ingenieril del suelo y de la roca.

ción se llevó nuevamente a la elevación correspondiente y se fijaron nuevas estacas. A la mañana siguiente se encontró que otra vez las estacas estaban altas. Una investigación del caso demostró que el topógrafo no se había equivocado sino que el suelo del fondo de la excavación se había expandido lentamente al quitársele el peso de 10 m de tierra y desbalancearse la presión del agua interior. El fondo de la excavación se levantó de la

122 Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca

misma manera que rebota una almohada de espuma de goma que se haya comprimido, llevando consigo las estacas. El problema se solucionó finalmente bajando el nivel freático bien por debajo del fondo de la excavación para recargar parcialmente el suelo por tensión capilar.

Se construyó una carretera a media ladera, cortando una loma de fuerte pendiente en la que aparecían vetas alternadas de arenisca débil y de lutita que tenían una suave pendiente y rellenando con arcilla el otro lado del corte, figura 3.1b. El relleno comenzó a moverse hacia abajo repentinamente y se colocó más relleno al pie de la loma para detener el movimiento del suelo, pero esto sólo sirvió para agravar el movimiento. El agua escurría lentamente por el pie del relleno y por el frente del corte hacia la cuneta en la parte alta del camino. La velocidad del movimiento del relleno era irregular, aumentando ligeramente después de cada lluvia. Un estudio de la roca demostró que la resistencia de la arenisca decrecía rápidamente conforme aumentaba la presión del agua. El relleno de arcilla actuó como una presa impidiendo que el agua drenara libremente por la arenisca. La presión del agua aumentó debido a la que fluía hacia abajo a través de las grietas de la lutita y la arenisca, situadas por arriba del corte. El problema se resolvió drenando las vetas de arenisca y quitando el exceso de relleno que se había colocado para reforzar el terraplén original y que sólo sirvió para agravar el problema.

Estos casos históricos ilustran dos aspectos significativos en el comportamiento del suelo y de la roca: primero, estos materiales cambian drásticamente sus propiedades con los cambios en la condición del esfuerzo en más alto grado que el acero y el hormigón en las estructuras hechas por el hombre y segundo, la importancia de la fase agua. Para el proyecto de cualquier obra de ingeniería es necesario conocer las propiedades de los materiales sometidos a esfuerzos. Estos esfuerzos se producen en ambas fases: la sólida y la líquida; por lo tanto, el estudio de las propiedades físicas debe comenzar con la fase agua y el movimiento del agua a través del suelo. Los cambios de volumen del suelo y de la roca por efecto de la carga están relacionados con los problemas del asentamiento de las estructuras. Finalmente, la deformación y la falla como resultado del esfuerzo cortante son vitales en la capacidad de carga de las cimentaciones, en el proyecto de muros de sostenimiento de tierras y en la estabilidad de taludes.

3:1 TENSION SUPERFICIAL

La humedad en los suelos y en las rocas porosas se puede presentar en dos formas: como la película de agua adsorbida que recubre los granos y como agua libre que ocupa total o parcialmente los poros o vacíos entre los granos. Si el agua ocupa la totalidad de los poros el suelo está saturado

y se dice que la humedad tiene continuidad; si el agua ocupa parcialmente los poros la humedad es discontinua y forma cuñas de agua entre los granos adyacentes y una película de humedad alrededor de ellos (figura 3.2). La superficie de separación entre el aire y el agua en los poros, es particularmente importante. La atracción molecular del agua está desequilibrada en esta superficie de separación y da lugar a la *tensión superficial*, que es una fuerza que actúa paralelamente a la superficie del agua y en todas direcciones, similar a la tracción que se produce en una membrana de goma cuando se la estira fuertemente.

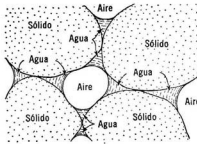


Fig. 3.2 Cuñas de humedad entre los granos de suelo.

Fenómenos de la tensión superficial. La tensión superficial tiene muchas manifestaciones en los suelos. Si se hace un agujero en la tierra se encontrará que el suelo está saturado mucho antes de alcanzar el nivel freático (el nivel del agua en un gran hoyo o pozo); esto se debe a que por capilaridad el agua se eleva en los vacíos del suelo que forman tubos irregulares o poros. Si una muestra de arcilla saturada se seca, su volumen se reduce. La tensión superficial actuando en los poros del suelo comprime la estructura del mismo y hace que su volumen se reduzca. Una muestra seca absorberá agua rápidamente y a menudo se desintegrará; la tensión superficial es parcialmente responsable de este fenómeno. La arena seca se va entre los dedos si se trata de formar una bola con ella; pero si está húmeda se pegarán los granos y será fácil formar la bola. La tensión de la película de humedad entre los granos es responsable de esta resistencia que ha adquirido con la humedad. Si la arena húmeda se sumerge en agua, la fina película de humedad se pierde y la arena volverá a correr entre los dedos.

Tensión capilar. La tensión capilar se puede representar como una fuerza en la superficie de separación entre el aire y el agua, que actúa paralelamente a la superficie del agua; su magnitud es alrededor de

$$T_o = -0.075 \text{ gm/cm } (-0.005 \text{ lb/pie})$$

a 21°C, y aumenta o disminuye según disminuya o aumente la temperatura. (En Mecánica del Suelo las tensiones tienen signo negativo.) La atracción del agua por las partículas de suelo o por el vidrio limpio, es de igual o mayor magnitud que la tensión superficial, por lo tanto, hay una tendencia a que la superficie de separación se extienda a lo largo de cualquiera de estos materiales sólidos. Si se obstaculiza por alguna fuerza, como la gravedad, el que se extienda la superficie de separación aire-agua, ésta se estirará formando una superficie curva que se llama *menisco* y se producirán esfuerzos de tensión en el agua. A este esfuerzo se le llama *tensión capilar* y se puede calcular en un tubo cilíndrico considerando la fuerza desarrollada por el menisco estirado (figura 3.3). Si α es el ángulo de contacto entre el menisco y el material sólido y d el diámetro del tubo, la fuerza total no equilibrada, F , que se desarrolla en el perímetro del menisco es (suponiendo que la presión del aire es cero):

$$F = \pi d T_o \cos \alpha. \quad (3:1a)$$

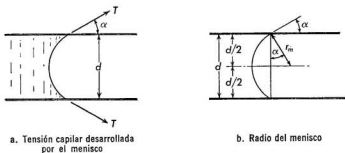


Fig. 3.3 Tensión capilar y radio del menisco en un tubo uniforme de diámetro d .

Si el área de la sección transversal del tubo es A ,

$$A = \frac{\pi d^2}{4}, \quad (3:1b)$$

el esfuerzo capilar, u es igual a:

$$u = \frac{F}{A} = \frac{4T_o \cos \alpha}{d}. \quad (3:2)$$

(Recuérdese que u tiene signo negativo cuando el valor de T_o se sustituye en la ecuación.)

Radio del menisco. La relación entre la tensión capilar y el radio del menisco, r_m , se puede hallar geométricamente (figura 3:3):

$$\frac{d}{2} = r_m \cos \alpha. \quad (3:3)$$

Si la expresión para el radio del menisco se sustituye en la fórmula de la tensión capilar, se tiene:

$$u = \frac{2T_o}{r_m}. \quad (3:4)$$

Se puede ver que para el agua en contacto con el aire, la tensión capilar depende solamente del radio del menisco y es inversamente proporcional a él.

Tensión máxima. La tensión máxima ocurrirá cuando el radio del menisco sea mínimo; es decir, cuando la superficie del menisco sea tangente a la partícula de suelo, en cuyo caso $\alpha = 0$. En un tubo cilíndrico el valor mínimo de r_m es igual al radio del tubo. La máxima tensión en este caso será:

$$u_{\max} = \frac{4T_o}{d}. \quad (3:5)$$

Tensión límite. En los tubos de gran diámetro el agua no puede resistir verdaderos esfuerzos de tensión. Tan pronto como la presión descende a la presión de vapor propia del agua (a 20°C es igual a -1.012 kg/cm^2 manométrica o $+0.0235 \text{ kg/cm}^2$ absoluta), se forma una burbuja de vapor de agua que se expande cuando la presión tiene tendencia a ser más baja. Sin embargo, en los tubos de pequeño diámetro el radio de la mayor burbuja es igual al radio del tubo y, por lo tanto, el agua puede resistir un esfuerzo limitado solamente por la presión de vapor del agua en la mayor burbuja que se pueda producir. Si la presión de vapor del agua es u_v y el esfuerzo límite es u_L , se tiene:

$$u_L = u_v + u_{\max}. \quad (3:6)$$

Si u_{\max} (un esfuerzo negativo) es mayor que la presión de vapor del agua en la burbuja, el valor de u_L será negativo, lo cual indica un verdadero esfuerzo de tensión en el agua. *Nota:* u_L se expresará en presión manométrica o absoluta, lo mismo que u_v . Para presión manométrica u_L será siempre negativa.

3:2 TENSION CAPILAR EN LOS SUELOS

Las intercomunicaciones entre los vacíos o poros del suelo forman tubos capilares irregulares, pero definidos, figura 3:4. La tensión máxima que

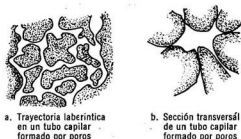


Fig. 3.4 Tubos capilares formados por los poros del suelo.

puede desarrollarse variará de un punto a otro, dependiendo del diámetro del poro y del grado de saturación. Las experiencias demuestran que en un poro saturado de un suelo no cohesivo, el diámetro efectivo del poro, para la tensión capilar, es aproximadamente igual a un quinto de D_{10} .

Si la masa de suelo está completamente saturada e inundada, la superficie de separación entre aire y agua desaparece y la tensión capilar se reduce a cero. Cuando un suelo saturado se expone al aire libre, se desarrolla tensión capilar tan pronto como la evaporación produce meniscos en la superficie. Como en un suelo saturado la humedad es continua, los esfuerzos de tracción del agua, que se desarrollan en la superficie de separación aire-agua, se transmiten a toda la masa en forma similar a como se transmite a todo el fluido continuo la presión aplicada a un punto de dicho fluido. Como quiera que el agua sigue las leyes de la hidrostática:

$$\Delta u = \gamma_w \Delta z, \quad (3:7)$$

donde z es positiva hacia abajo. Por lo tanto, debajo del menisco la tensión decrece o, en otras palabras, la presión aumenta.

La ascensión capilar del agua en un suelo, por arriba del nivel freático subterráneo, es el producto del efecto combinado de la tensión capilar y la presión hidrostática. Al nivel del agua subterránea existe una superficie libre y la presión del agua u es cero: debajo del nivel freático la presión aumenta de acuerdo con la ecuación 3:7. Por arriba del nivel freático la presión disminuye tal como se indica en la figura 3.5. El esfuerzo límite negativo en el agua es la máxima tensión capilar, $u_{m\acute{a}x}$. La altura, h_c , sobre la superficie de presión cero, a la cual se puede elevar el agua, se puede hallar igualando las expresiones de la presión hidrostática y la tensión capilar máxima:

$$h_c = \Delta z, \quad \Delta u = u_{m\acute{a}x} = \frac{4T_o}{d},$$

$$h_c \gamma_w = \frac{4T_o}{d},$$

$$h_c = \frac{4T_o}{\gamma_w d}. \quad (3:8)$$

En un suelo parcialmente saturado la humedad puede ser *continua* o *discontinua* según estén intercomunicadas o separadas las cuñas de humedad (figura 3.2). Si es continua, la variación de los esfuerzos en el agua con la elevación, estará de acuerdo con la ecuación 3:7 y el radio del

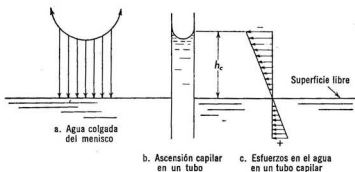


Fig. 3.5 Ascensión capilar del agua en un tubo.

menisco de cada cuña se ajustará de acuerdo con el esfuerzo del agua. Si la humedad es discontinua el esfuerzo en el agua, en cualquier punto, es independiente de la elevación del agua y lo determina solamente el radio del menisco.

La altura del agua capilar en suelos saturados varía desde unos pocos centímetros en arenas hasta más de 30 metros en algunas arcillas y una zona de saturación parcial se extiende aun a mayores alturas, como se estudiará en el capítulo 4. Si el suelo es homogéneo, la altura aproximada del agua capilar se puede calcular por el tamaño efectivo de los granos, usando la relación entre el diámetro del poro y el tamaño del grano. La altura real del agua capilar y la máxima tensión nunca son tan grandes como las obtenidas en los cálculos, porque en los suelos naturales se encuentran grietas y fisuras tan grandes, que son ellas, más que los poros del suelo, las que controlan la tensión capilar.

3:3 PERMEABILIDAD

Los poros de los suelos no son cavidades aisladas en las cuales se pueda depositar el agua como si fueran cisternas, sino conductos pequeños e irre-

gulares que están intercomunicados (figura 3.4) y por los cuales puede fluir el agua de la misma manera que lo hace en otros conductos.

Flujos laminar y turbulento. Existen dos tipos de flujo completamente diferentes. El *flujo turbulento* se caracteriza por un movimiento caótico e irregular de las partículas del fluido y por las pérdidas de energía, que son aproximadamente proporcionales al cuadrado de la velocidad del flujo. Este tipo de flujo tiene lugar a velocidades relativamente altas, en conductos de gran diámetro, como los tubos que conducen agua o aire. En el *flujo laminar* las partículas se mueven en forma suave y en ordenada procesión en la dirección del flujo y las pérdidas de energía son proporcionales a la velocidad. El flujo laminar tiene lugar a bajas velocidades, en conductos pequeños y es el característico de todos los suelos, excepto las gravas más gruesas.

Ley de Darcy. El físico francés Darcy estudió el flujo del agua en los suelos usando un aparato similar al de la figura 3.6. Colocó una muestra de longitud L y área transversal A en un tubo que se ajustaba perfectamente a la muestra y que tenía los extremos abiertos. A cada extremo del tubo se conectó un depósito de agua. La diferencia entre los niveles del agua en ambos depósitos era la distancia Δh . (El término pérdida de carga se aplica generalmente a esta diferencia de niveles, Δh). El encontró por los experimentos, que el gasto de agua, q , en cm^3/seg , era directamente proporcional al área A y a la relación $\Delta h/L$ (que se llama *gradiente hidráulico* y se designa por la letra i). Esta relación se expresa así:

$$q = kiA, \quad (3:9)$$

en la cual k es la constante de proporcionalidad y se le da el nombre de *coeficiente de permeabilidad* o simplemente *permeabilidad*. Esta fórmula es correcta siempre que el flujo sea laminar y es aplicable a todos los suelos más finos que las gravas y siempre que el gradiente hidráulico sea menor que 5.

Coefficiente de permeabilidad. El coeficiente de permeabilidad es una constante (que tiene las dimensiones de la velocidad) que expresa la

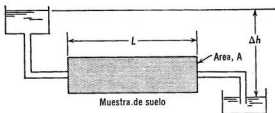


Fig. 3.6 Prueba sencilla para determinar la permeabilidad.

facilidad con que el agua atraviesa un suelo. Ordinariamente se expresa en centímetros por segundo o pies por minuto y, algunas veces, en suelos muy impermeables, en metros o pies por día.

La magnitud del coeficiente de permeabilidad depende de la viscosidad del agua y del tamaño, forma y área de los conductos a través de los cuales fluye el agua. La viscosidad es una función de la temperatura: cuanto más alta es la temperatura menor es la viscosidad y más alta la permeabilidad. La permeabilidad se refiere corrientemente a 20°C. A cero grados es el 56 por ciento y a cuarenta grados el 150 por ciento del valor a 20 grados centígrados. La influencia de los factores que determinan el tamaño y forma de los conductos es poco específica y no se ha encontrado una expresión matemática para el efecto de esos factores. En suelos limpios no cohesivos, la permeabilidad varía aproximadamente como $(D_{10})^2$. La fórmula de Hazen ²¹ para la permeabilidad de arenas limpias es:

$$k = C(D_{10})^2, \quad (3:10)$$

en la cual k está dado en cm/seg, D_{10} en milímetros y C es una constante cuyo valor varía entre 1 y 1.5. En el mejor de los casos esta fórmula indica solamente el orden de magnitud de la permeabilidad de las arenas limpias. En los suelos que tengan cohesión el efecto del tamaño de los granos es aún más pronunciado, porque parte de la humedad del suelo que rodea las partículas finas de arcilla, está movilizadada en las capas adsorbidas. La relación de vacíos es un factor en la mayoría de los suelos y la permeabilidad es aproximadamente proporcional a e^2 . La forma de los granos y la graduación son también importantes, especialmente en los suelos más gruesos, pero se dificulta expresar sus efectos cuantitativamente. El grado de saturación es un factor principal, porque el aire en los poros reduce el área de la sección transversal y hasta puede llegar a obstruir completamente algunos poros.

Los minerales arcillosos influyen grandemente en la permeabilidad de los suelos, porque parte del agua adsorbida está tan fuertemente adherida a la superficie de la arcilla, que no se puede mover de una partícula a otra sin gradientes muy altos. Por lo tanto la permeabilidad de una arcilla homogénea es corrientemente mucho menor que lo que sugieren independientemente el tamaño de los granos o la relación de vacíos. Además, la permeabilidad es prácticamente cero para gradientes bajos, pero aumenta conforme aumenta el gradiente.

Ensayos de permeabilidad. Debido a los numerosos y complejos factores que influyen en el coeficiente de permeabilidad, sólo se puede estimar, aunque de manera burda, la magnitud de dicho coeficiente por el conocimiento del carácter del suelo; por lo tanto, deben hacerse ensayos

para determinar el valor de dicho coeficiente con alguna certeza. El ensayo más simple es el que se hace con el permeámetro de *carga constante*, que se muestra esquemáticamente en la figura 3.6; se usa principalmente en arenas y gravas. Para arenas finas y limos se usa el permeámetro de *carga variable*; en este caso el depósito superior de la figura 3.6 se reemplaza por un tubo vertical de alimentación de agua. Durante el ensayo el nivel del agua desciende en el tubo vertical y el volumen del agua que atravesó la muestra es igual a la diferencia de volúmenes en el tubo vertical. Cuando se ensayan suelos no cohesivos de grano fino hay que tener mucho cuidado para evitar el arrastre de partículas de suelo que pudiera producirse si el gradiente hidráulico es excesivo. Para los suelos de arcilla se emplea indistintamente el permeámetro de carga constante o de carga variable. La cantidad de agua que pasa es tan pequeña que es necesario evitar la pérdida de agua por goteo o evaporación, que puede ser mucho mayor que la que realmente atraviesa el suelo.

3:4 PERMEABILIDAD DEL SUELO Y DE LA ROCA

Las variaciones en la permeabilidad de los suelos naturales es aún mayor que la variedad en el tamaño de los granos. La tabla siguiente se puede usar como una norma para describir la permeabilidad de los suelos y como guía para un estudio burdo.

TABLA 3:1 VALORES RELATIVOS DE PERMEABILIDAD
(Según Terzaghi y Peck)^{2,12}

Permeabilidad relativa	Valores de k (cm/seg)	Suelo típico
Muy permeable	Mayor que 1×10^{-1}	Grava gruesa
Moderadamente permeable	1×10^{-2} – 1×10^{-3}	Arena, arena fina
Poco permeable	1×10^{-3} – 1×10^{-6}	Arena limosa, arena sucia
Muy poco permeable	1×10^{-6} – 1×10^{-7}	Limo, arenisca fina
Impermeable	Menos que 1×10^{-7}	Arcilla

(Para convertir los cm/seg en pies por minuto se multiplican los valores de la tabla por 2; para convertirlos a pies por día se multiplican por 3×10^2).

Variaciones de k en una masa de suelo. En la mayoría de los suelos el valor de k depende de la dirección en que se produzca el movimiento del agua. El valor de k en dirección paralela a los lechos o planos de estratificación es generalmente de 2 a 30 veces mayor que en la dirección normal a dichos planos, debido a las capas de suelo con relativamente

baja permeabilidad. En los depósitos de suelo con lentes de materiales **gruesos permeables** o finos impermeables, distribuidas irregularmente, la **permeabilidad** varía grandemente de un punto a otro y es extremadamente difícil determinarla.

Los suelos y rocas en los cuales hay una orientación de partículas **escomasas** o en forma de placas, tienen más alta permeabilidad en dirección paralela a las caras alineadas que perpendicularmente a ellas. Una permeabilidad anisótropa similar es típica de algunos suelos compactados.

En los suelos de baja permeabilidad y en la mayoría de las rocas, la permeabilidad de la masa está regida por las grietas y fisuras que existan en la misma. La permeabilidad efectiva será mucho mayor que la del material intacto que se encuentra entre las grietas. Por otro lado, las vetas cementadas dentro de una formación predominantemente porosa hacen que la permeabilidad efectiva sea muy baja a través de las vetas. Debido a la anisotropía y a los efectos de la falta de homogeneidad de los defectos, es necesario hacer un gran número de ensayos con el flujo en diferentes direcciones, si se quiere tener un valor real del coeficiente de permeabilidad.

3 : 5 ESFUERZO Y ESFUERZO EFECTIVO

La reacción del suelo o de la roca a los esfuerzos es el factor más importante para el proyecto de cimentaciones, terraplenes, taludes y estructuras para el sostenimiento de tierras. Debido a que en la composición de los suelos y de las rocas están presentes las tres fases, no siempre se comportan de la misma manera que otros materiales, como el acero, que tienen una sola fase. Los sólidos son relativamente incompresibles y soportarán los esfuerzos cortantes estáticos (aunque pueden distorsionarse y si el esfuerzo cortante es suficientemente grande fallarán). El agua es también relativamente incompresible, pero la resistencia a esfuerzo cortante que ofrecerá será debida solamente a la viscosidad (que depende del tiempo). La fase gaseosa es compresible y tiene poca resistencia viscosa al esfuerzo cortante. Como cada fase reacciona a la carga de manera diferente debe determinarse la distribución del esfuerzo entre las fases para poder establecer el efecto del esfuerzo en la masa.

Esfuerzo efectivo. Una carga Q o Q' uniformemente distribuida sobre una camada de esferas iguales con espacios vacíos entre ellas, figura 3.7a, no se distribuye uniformemente a través de la masa, sino que el esfuerzo variará de un punto a otro dentro de cada esfera; tendrá un valor máximo en los puntos de contacto que tienen pequeñas áreas y será mínimo en el centro de cada esfera. En un suelo o roca que está formado

por sólidos irregulares con poros entre ellos, el problema es más complicado por la variedad de formas y tamaños de las partículas y por el ordenamiento geométrico de las mismas, figura 3.7b; pero de todas maneras el esfuerzo es extremadamente alto en los puntos de contacto entre los granos y menor entre ellos. El valor exacto del esfuerzo en cualquier punto dentro de la fase sólida es indeterminado excepto en el caso más simple, figura 3.7a. Por lo tanto, el esfuerzo en la fase sólida se expresa en términos del área bruta o total A y la carga total soportada por la fase sólida Q'

$$\sigma' = \frac{Q'}{A}. \quad (3:11a)$$

El esfuerzo σ' , que algunas veces se escribe $\bar{\sigma}$, es el esfuerzo efectivo, que es menor que el esfuerzo promedio en los sólidos en cualquier nivel y mucho menor que el verdadero esfuerzo en la mayoría de los puntos dentro de las partículas. Este nombre implica actividad en producir deformación y falla en la fase sólida.

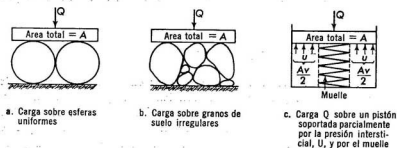


Fig. 3.7 Distribución de una carga, Q o Q' en los granos del suelo.

Esfuerzo neutro. Si se aplica una carga total Q a un suelo o roca constituido por sólidos y poros, habiendo dentro de estos últimos una presión u , la distribución de la carga es más compleja. Si el área de los poros en contacto con la carga es A_v la fuerza uA_v soportará parte de la carga. Esto es análogo a un pistón soportado por un muelle o resorte en un cilindro cerrado, figura 3.7c. Si la carga total es Q , el área de los poros (o cilindro) es A_v y la presión dentro de los poros (o cilindro) es u , la distribución de la carga queda definida por:

$$Q = Q' + uA_v. \quad (3:11b)$$

En esta expresión Q es la carga total y Q' es la parte de la carga soportada por el muelle o fase sólida. Dividiendo ambos términos de la expresión por A , que es el área bruta o total, se tiene:

$$\frac{Q}{A} = \frac{Q'}{A} + u \left(\frac{A_v}{A} \right)$$

$$\sigma = \sigma' + u \left(\frac{A_v}{A} \right). \quad (3:12a)$$

Esta es la ecuación del esfuerzo efectivo, que es fundamental para comprender el comportamiento del suelo a los esfuerzos. La presión en los poros o presión intersticial, u , frecuentemente se denomina esfuerzo neutro, porque es incapaz de soportar esfuerzo cortante.

Área de poros. El área de poros sobre la cual actúa el esfuerzo neutro o presión intersticial, se define por la relación de esfuerzo neutro, N :

$$N = A_v/A. \quad (3:12b)$$

En los suelos el área de contacto entre los granos es pequeña y la relación N es prácticamente igual a 1. La ecuación (3:12a) para suelos queda simplificada:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (3:12c)$$

Ha sido esta ecuación, establecida por primera vez por Terzaghi, la que ha hecho posible analizar científicamente la deformación y la resistencia de los suelos.

Como en el hormigón y en las rocas los sólidos están interconectados por el desarrollo de cristales o por cementación, la relación N es menor que 1. Se dispone de pocos datos para estos materiales, pero se sugieren los siguientes valores:

TABLA 3:2 RELACION DE ESFUERZO NEUTRO

Material	$N^* = A_v/A$
Hormigón	0.5 a 0.75
Roca fracturada	0.75 a 1
Arenisca porosa	0.75 a 1
Mármol, granito	0.1 a 0.5

* Skempton ha usado el mismo concepto en términos de la fracción a del área total que constituyen los granos en contacto en cualquier superficie a través del suelo; en este caso $a = (1 - N)$.

Significación del esfuerzo efectivo. El esfuerzo efectivo, tal como será tratado en el resto del texto, es el factor clave en la solución de la mayoría de los problemas de ingeniería en suelos y en rocas, húmedos o saturados. Un simple ejemplo ilustrará su importancia.

Ejemplo 3: 1

Se hizo una excavación cerca de un río en un suelo de arcilla debajo del cual se encuentra un estrato de arena, figura 3.8. La arcilla pesa $1,920 \text{ kg/m}^3$ y es prácticamente impermeable comparada con la arena. La excavación se realizó con un cucharón de almeja y el agujero se mantuvo casi lleno de agua durante la excavación; después se sacó el agua por bombeo. La arcilla del fondo de la excavación se levantó repentinamente y estalló. ¿Por qué ocurrió esto y qué elevación tenía el agua cuando se produjo este fenómeno?

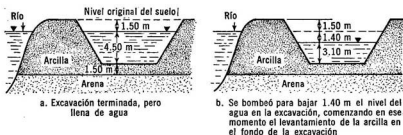


Fig. 3.8 Ejemplo 3:1. Levantamiento y estallido del fondo de una excavación producidos por el bombeo del agua cuando el nivel de ésta desciende por debajo del nivel freático.

1. Al comenzar la excavación el esfuerzo vertical en el plano de separación entre la arcilla y la arena es el siguiente:

$$\sigma = 7.60 \times 1920 = 14592 \text{ kg/m}^2$$

$$u = 6.00 \times 1000 = 6000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma' = \frac{14592 - 6000}{1} = 8592 \text{ kg/m}^2$$

2. Después de terminada la excavación y antes de bombear, el esfuerzo efectivo vertical en la parte superior del estrato de arena, figura 3.8a, es:

$$\sigma = 1.50 \times 1920 - 4.50 \times 1000 = 2880 - 4500 = 7380 \text{ kg/m}^2$$

$$u = 6.00 \times 1000 = 6000 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma' = \frac{7380 - 6000}{1} = 1380 \text{ kg/m}^2$$

El esfuerzo efectivo, que es la parte de la carga que soportan los granos de arena, se ha reducido drásticamente en esta etapa del trabajo; sin embargo, todavía la arena está suficientemente confinada.

3. Después de bombear el agua hasta bajar su nivel 1.35 m, el esfuerzo efectivo vertical en la parte superior del estrato de arena, figura 3.8b, es:

$$\begin{aligned}\sigma &= 1.50 \times 1920 + 3.10 \times 1000 = 2880 + 3150 = 6030 \text{ kg/m}^2 \\ u &= 6.00 \times 1000 = 6000 \text{ kg/m}^2 \\ \sigma' &= \frac{6030}{30} \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

En este momento el esfuerzo efectivo en la superficie del estrato de arena es prácticamente cero. Si se sigue bombeando se reducirá aún más la carga total y entonces la presión intersticial excederá al esfuerzo total y la arcilla se levantará y estallará y el agua fluirá a través de la arena permeable hacia adentro de la excavación.

3:6 COMPRESIBILIDAD Y ASENTAMIENTO

El problema del asentamiento de los edificios ha sido una calamidad para los constructores durante siglos. Muchas de las obras maestras de arquitectura de la Edad Media han desaparecido hace mucho tiempo, porque los asentamientos excesivos las destruyeron; otras, como la Torre Inclinada de Pisa, han llegado a ser famosas por ese defecto. Pero los asentamientos extraordinarios no se han limitado a la Edad Media; casi todas las ciudades del mundo, no edificadas sobre roca, tienen edificios agrietados y desplomados por asentamientos excesivos.

Hasta el siglo xx los ingenieros atribuían vagamente los asentamientos al aplastamiento de los suelos blandos situados bajo las estructuras. Sin embargo, esto no explicaba el asentamiento continuado de áreas tan extensas como la hoya de la ciudad de México que desciende a razón de cerca de 25 cm por año. Además, en las muestras de estratos de suelo tomadas en la vecindad de zonas donde se producían asentamientos nocivos, no se apreciaba la deformación lateral que era de esperarse si se hubieran aplastado. Las muestras tomadas directamente debajo de las zonas de mayores asentamientos, indicaban lo siguiente:

1. Los espesores de algunos estratos de suelo, particularmente los de arcilla blanda, se habían reducido una cantidad igual al asentamiento.
2. Esos estratos cuyos espesores se habían reducido, tenían una relación de vacíos menor que el que tenían los mismos estratos situados fuera de las zonas de asentamiento.

Esta evidencia demostraba que en un estrato de suelo confinado por la masa circundante y sujeto a un aumento de esfuerzo relativamente uniforme, la relación de vacíos decrece de modo apreciable. Aunque esto

podiera haberse sospechado en el caso de un material formado por diversas partículas irregulares con pequeñas áreas de contacto y grandes poros entre ellas, esto quedó así hasta que Karl Terzaghi aclaró la mecánica de este proceso de compresión en su libro *Erdbaumechnik*, publicado en 1925.

Prueba de compresibilidad. Terzaghi decía que la deformación o el movimiento lateral de un suelo blando, bajo un edificio, estaba impedida por la alternancia de estratos de suelo no deformables dentro de la masa de suelo. El preparó un ensayo de laboratorio donde se reproducía esto,

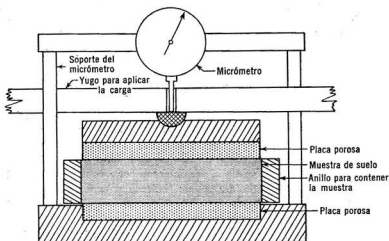


Fig. 3.9 Edómetro o consolidómetro.

usando una muestra de suelo que confinaba en un anillo (para impedir el movimiento lateral) y la cubría, por arriba y por debajo, con placas de material poroso, tal como se muestra en la figura 3.9; este aparato se llama *edómetro* o *consolidómetro*. Para hacer el ensayo se aplicaba a las placas una presión vertical, σ' (sigma), para comprimir la muestra; esta presión se mantenía hasta que virtualmente cesara la compresión y entonces se aplicaba una presión mucho mayor. Esta operación se repetía hasta alcanzar el orden de presión a que el suelo estaría sometido bajo la estructura. La compresión del suelo se mide en un cuadrante de medida, con objeto de poder calcular la relación de vacíos correspondiente a cada uno de los esfuerzos producidos.

Los resultados se presentan en varias formas. La forma más simple es expresar la deformación vertical como una función del esfuerzo efectivo, figura 3.10a. La deformación ΔH de un estrato de espesor H se expresa en términos de la deformación ε :

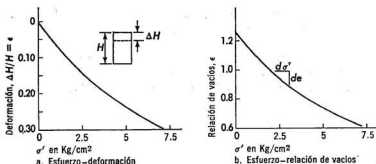


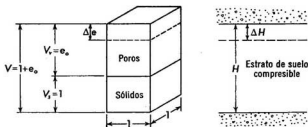
Fig. 3.10 Consolidación como una función del esfuerzo efectivo.

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H} \text{ ó } \epsilon_x = \frac{\Delta H}{H} \quad (3:13)$$

Otra manera de expresar los resultados es con la relación de vacíos como una función del esfuerzo efectivo, figura 3.10b. Las curvas son similares en forma para esta simple condición de deformación unidimensional. La forma de esfuerzo-deformación se adapta mejor a los cálculos de asentamientos en ingeniería, mientras que la forma relación de vacíos-esfuerzo efectivo permite una mejor comprensión del mecanismo del proceso.

Compresión de un estrato de suelo. La compresión de un estrato de suelo que tenga una relación de vacíos inicial de e_0 , se halla comparando una muestra del suelo (figura 3.11) que tenga un volumen de sólidos igual a 1 con una sección transversal de área 1. La altura de los sólidos es 1 y la altura de los vacíos e y el espesor inicial del estrato de suelo es H , la reducción en el espesor del estrato se halla por la proporción:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta H}{H} &= \frac{\Delta e}{1 + e_0}, \\ \Delta H &= \frac{H \Delta e}{1 + e_0}. \end{aligned} \quad (3:14)$$


 Fig. 3.11 Comparación del asentamiento de un estrato de suelo o muestra de espesor H , con el cambio de altura de una muestra del suelo cuya altura inicial es $1 + e_0$.

Relación entre el esfuerzo y la relación de vacíos. La curva es cóncava hacia arriba, lo cual indica una proporcionalidad decreciente de la compresión con el aumento del esfuerzo. Si el esfuerzo se aumenta hasta alcanzar un cierto punto, σ'_c , y entonces se disminuye hasta llegar, a cero, el suelo no se expande tanto como para recobrar su relación de vacíos original, sino que aumenta su volumen gradualmente siguiendo una curva

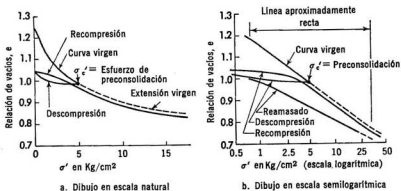


Fig. 3.12 Esfuerzo-relación de vacíos. Esfuerzos de compresión, descompresión, recompresión y preconsolidación.

cóncava hacia arriba pero menos pendiente (figura 3.12a) que se llama curva de *descompresión*. Si se aplican esfuerzos nuevamente la recompresión del suelo sigue una curva de menos pendiente, pero cóncava hacia abajo hasta que el esfuerzo llega cerca de σ'_c . En este punto se inicia una reducción más rápida de la relación de vacíos, hasta que la curva de recompresión se une prácticamente a la curva original. (A la curva original se le da generalmente el nombre de *curva virgen*). La compresión del suelo no es un proceso elástico reversible; el suelo una vez comprimido tiende a permanecer así aunque los esfuerzos que produjeron la compresión hayan desaparecido.

La pendiente de la curva es una medida de la compresibilidad del suelo o de la deformación relativa. Cuando se representa en la forma de esfuerzo-deformación se le denomina coeficiente de compresibilidad volumétrica, m_v , porque si no se produce movimiento lateral, la deformación vertical es igual a la deformación volumétrica.

$$m_v = \frac{de}{d\sigma'} \quad (3:15a)$$

Esta expresión es el recíproco del módulo de deformación o del módulo de elasticidad que comúnmente se usa para expresar la relación esfuerzo-deformación en los sólidos.

La segunda forma de expresión es el coeficiente de compresibilidad, a_v ,

$$a_v = \frac{de}{d\sigma} = m_v(1 + e). \quad (3:15b)$$

Ni m_v ni a_v son constantes; ambos disminuyen conforme aumentan el esfuerzo. Ambos están influidos por el esfuerzo que el suelo haya sufrido con anterioridad o historia del esfuerzo. Las dos curvas, la de descarga y la de recarga, son diferentes de la curva virgen, como se muestra en la figura 3:12a.

Representación logarítmica. Si la curva edométrica se dibuja en papel semilogarítmico, en el que las abscisas sean los logaritmos de los esfuerzos y las ordenadas las relaciones de vacíos (figura 3:12b), se podrá observar que la curva de compresión virgen es una línea recta en su mayor parte. La representación semilogarítmica es la forma en que normalmente se representan los datos de la compresión del suelo, pues esta forma facilita la manera de expresar la compresibilidad de los suelos comparando las pendientes de sus curvas vírgenes; cuanto mayor es la pendiente de la curva más compresible es el suelo.

La ecuación de la porción recta de la curva es

$$\Delta e = -C_c \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta \sigma}{\bar{\sigma}_0}. \quad (3:16)$$

El término C_c es el índice de compresión que expresa la pendiente de la curva virgen dibujada en papel semilogarítmico. Es un índice útil para comparar la compresibilidad de los suelos dentro de la compresión virgen. También se puede usar para calcular los cambios en la relación de vacíos para esfuerzos que excedan la carga de preconsolidación.

Mecanismo de la compresión. El mecanismo de la compresión del suelo incluye varios fenómenos.^{3:13,3:14} El de mayor importancia en la roca y los suelos no cohesivos, orgánicos y micáceos (y probablemente hasta cierto punto en las arcillas) es la flexión y distorsión de la fase sólida. Este fenómeno es mayormente elástico y la compresión que él produce es reversible. La fractura de los sólidos, especialmente en los puntos de contacto, es probablemente un factor en la compresión de todos los suelos y las rocas porosas. Este fenómeno no es reversible y es parcialmente responsable de que la descompresión sea menor que la compresión original. La repulsión eléctrica entre las partículas que tienen cargas eléctricas semejantes o que estén rodeadas de cationes con cargas semejantes que las mantienen apartadas, es el factor más importante en las arcillas y es probablemente reversible. La reorientación de los granos ocurre, en algún grado, en todos los suelos. Para que los granos se puedan mover es necesario vencer la adherencia o atracción entre los puntos de contacto de las partículas de arcilla, lo cual es un factor en toda compresión, pero particularmente importante

cuando los esfuerzos son elevados. Estos cambios estructurales o fracturas no son reversibles y son parcialmente responsables de que la descompresión sea menor que la compresión. El agua adsorbida afecta tanto a la atracción como a la repulsión eléctricas; si tiene algún efecto independiente se desconoce. Todos estos fenómenos están relacionados con las propiedades fisicoquímicas y la estructura del suelo o de la roca que son difíciles de evaluar y describir cuantitativamente. Muchos de ellos están relacionados con las condiciones de los esfuerzos previos que haya tenido el suelo, que generalmente se desconocen. Por lo tanto para determinar los cambios de volumen de un suelo o de una roca por efecto de la carga es necesario hacer un ensayo de consolidación.

3:7 COMPRESIBILIDAD DE LOS SUELOS Y DE LAS ROCAS

Aunque la compresibilidad de un suelo no se puede predecir por las otras propiedades físicas que tenga, sin embargo, se ha observado que existen semejanzas entre ciertos grupos de suelos y rocas meteorizadas y algunas relaciones empíricas que envuelven compresibilidad, que son útiles para interpretar los resultados de los ensayos y para hacer cálculos aproximados a ese efecto, cuando no se dispone de datos de pruebas.

Plasticidad baja a moderada, suelos normalmente consolidados.

Los suelos de plasticidad baja a moderada, incluyen las arcillas, los limos y los limos orgánicos y micáceos, con índices de plasticidad hasta 30, así como las arenas, gravas y rocas porosas. Si estos suelos no han sido sometidos nunca a esfuerzos superiores a los que provienen de la sobrecarga actual de tierra, se dice que son *normalmente consolidados*, y tienen las características de la curva edométrica dibujada en coordenadas semilogarítmicas de la figura 3:12b. La mayor parte de esta curva es, aproximadamente, una línea recta y la pendiente se expresa, como se ha descrito previamente, por el índice de compresión. Terzaghi y Peck^{3:15} han obtenido una expresión para la compresibilidad de estas arcillas del trabajo de Skempton:

$$C_c = 0.009(LL - 10). \quad (3:17)$$

Para suelos de muy baja plasticidad y rocas porosas, Sowers^{3:17} ha encontrado que el índice de compresión está relacionado con la relación de vacíos del suelo inalterado:

$$C_c = 0.75(e - a), \quad (3:18)$$

donde a es una constante que varía de 0.2 para rocas porosas a 0.8 para suelos muy micáceos. Ambas relaciones son aproximadas en el mejor de los casos y deben esperarse variaciones considerables con respecto al valor calculado del índice de compresión. Las arcillas normalmente consolidadas

se pueden identificar a menudo, por la humedad que tienen, que corrientemente está cerca del límite líquido.

Si el mismo suelo se reamasa, se rompe su estructura y se reduce la relación de vacíos y se hace algo menos compresible, pero la curva edométrica en coordenadas semilogarítmicas es una línea recta como se muestra en la figura 3:12b.

Un suelo normalmente consolidado sufre descompresión durante la toma de muestras. El esfuerzo se puede reducir a cero o puede ser parcialmente retenido por tensión capilar. En ambos casos la curva esfuerzo-relación de vacíos que se obtiene en el laboratorio representa recompresión hasta que no se excede el esfuerzo inicial que existía en el terreno σ'_c .

La mayoría de los suelos naturales sufren alguna alteración en el proceso de toma de muestras. Por lo tanto, la curva esfuerzo-relación de vacíos obtenida en el laboratorio cae entre las curvas correspondientes al suelo remoldeado y al suelo tal como existe en la naturaleza.

Los incrementos de esfuerzo que se emplean en el ensayo en el laboratorio (regularmente $\Delta\sigma'_2 = 2\Delta\sigma'_1$) son generalmente mucho más grandes que los producidos por las cargas estructurales. Estos incrementos tan grandes producen, en algunos suelos, alteraciones y un asentamiento mayor.

Debido a estas diferencias, entre la compresión del suelo inalterado en su propio lugar y el ensayo de laboratorio, los asentamientos estimados que se basan en los resultados de las pruebas, tienden a ser excesivos. Los errores se pueden reducir con una cuidadosa manipulación de la muestra y empleando un procedimiento de ensayo que se asemeje tanto como sea posible, a los cambios de esfuerzo que se producirán en la obra. Un método simple para reducir el error que se produce por estas alteraciones, es cargar la muestra para producir el esfuerzo de la sobrecarga, σ'_o , y dejar que se recomprima. Después se descarga la muestra hasta llegar al esfuerzo mínimo que se supone tendrá en el futuro. Finalmente se recarga en incrementos a esfuerzos que excedan los futuros esfuerzos y esto define la forma de la curva virgen de compresión. Aunque se puede objetar que esto introduce un ciclo de descarga y carga, que no ocurre en el depósito natural del suelo, los ensayos de laboratorio demuestran que un segundo ciclo de descarga y carga no se diferencia grandemente, en la pendiente, del primer ciclo. Por lo tanto, los cambios en la relación de vacíos o el asentamiento calculado por los que ocurren en el segundo ciclo están muy cerca de los que ocurrirían en el primero.

Plasticidad baja a moderada, suelo preconsolidado. Un suelo *preconsolidado* es aquel que ha sido sometido a un esfuerzo, σ'_c o $\bar{\sigma}_c$ superior al que produce la actual sobrecarga de tierra. La mayoría de los suelos inalterados son, hasta cierto punto, preconsolidados y la curva edométrica tiene las características de la que se muestra en la figura 3.13a.

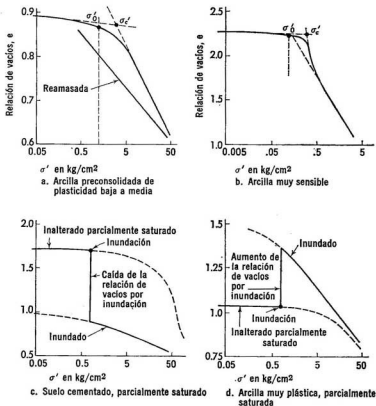


Fig. 3.13 Curvas de esfuerzo-relación de vacíos de suelos naturales típicos.

La preconsolidación se produce de varias maneras. La remoción de la tierra superyacente, sea por erosión o excavación, deja al suelo preconsolidado. La carga de preconsolidación se puede estimar si se conoce el espesor de la capa de tierra removida. La causa más importante es la tensión capilar que proviene de la desecación del suelo. En regiones áridas y calientes se han observado esfuerzos superiores a 5 kg/cm^2 debidos a la desecación. La carga de preconsolidación producida por desecación generalmente disminuye con la profundidad bajo la superficie del terreno. La carga de preconsolidación así producida, no se puede predecir. Cuando el nivel freático está por arriba de un estrato compresible produce preconsolidación porque reduce la carga que soportaba el suelo por efecto de la subpresión; en este caso la reducción de la carga rara vez es muy grande y se puede calcular como se explica en el capítulo 9.

Los cambios químicos producen preconsolidación por el cambio de las ligaduras físico-químicas entre las partículas de arcilla o por los esfuerzos que se producen por la expansión o contracción de los granos durante esos cambios. La mayoría de las rocas meteorizadas y algunas rocas parcialmente endurecidas, están preconsolidadas por esa causa. La lixiviación que remueve las sales o las altas concentraciones de cationes pueden tener el mismo efecto en algunas arcillas, especialmente en las depositadas en agua salada.

La carga de preconsolidación σ'_c se puede estimar por la curva esfuerzo-relación de vacíos o curva edométrica, como se indica en la figura 3.13a. El punto de intersección de las tangentes a la parte inicial de la curva y a la parte recta, corresponde, aproximadamente, a la carga de preconsolidación.

Las arcillas preconsolidadas se pueden reconocer porque su humedad es generalmente muy inferior al límite líquido. En los suelos excesivamente preconsolidados (particularmente si la causa es la desecación) la humedad puede ser algunas veces menor que el límite plástico. Sus índices de compresión (por arriba de la carga de preconsolidación) se pueden hallar empleando la misma relación que se usa para las arcillas normalmente consolidadas.

La preconsolidación es extremadamente importante en las cimentaciones. Un suelo que sea esencialmente compresible no es corriente que se asiente apreciablemente hasta que los esfuerzos debidos a la carga de la estructura no excedan demasiado a los esfuerzos producidos por la carga de preconsolidación.

Si la carga natural de preconsolidación no es suficiente, se puede, algunas veces, preconsolidar el suelo apilando tierra en el lugar hasta que el suelo se comprima. Esto es a menudo una pérdida de tiempo, pero el proceso se puede acelerar, como se describirá en el capítulo 4.

Arcillas sensibles. Las arcillas sensibles y otros suelos con estructura floclada o muy esquelética presentan una tercera curva característica, figura 3.13b. Estos suelos son ordinariamente, preconsolidados hasta cierto grado. La curva tiene poca pendiente hasta la carga de preconsolidación, entonces cae bruscamente y gradualmente se aplanan para formar una línea recta, en coordenadas semilogarítmicas. Se supone que la caída rápida en la relación de vacíos refleja una fractura estructural en la cual se rompieron los enlaces entre las partículas y los granos se reagruparon orientándose para dar mayor densidad. Si el mismo suelo se altera grandemente o se remodela, la curva edométrica es recta o ligeramente curva y algo más acostada que la curva virgen para altos esfuerzos. La humedad en la mayoría de las arcillas de alta sensibilidad excede su límite líquido, lo cual ayuda para su identificación.

Suelos cementados. Las curvas de esfuerzo-relación de vacíos de los suelos cementados y de las rocas blandas son similares a las de los suelos preconsolidados. La apariencia de preconsolidación probablemente refleja la adherencia (y los esfuerzos entre las partículas) entre los granos. En algunos casos, al aumentar la carga se rompe bruscamente la adherencia y la curva de esfuerzo-relación de vacíos toma una forma similar a la de la arcilla sensible, figura 3.13*b*. Con materiales como éstos se pueden producir dos curvas de presión-relación de vacíos: inalterada (por lo general húmeda) e inundada, como se muestra en la figura 3.13*c*. La caída de los valores altos, en muestras inalteradas, se producirá por inundación a muy bajos esfuerzos, tal como el producido por el propio peso del suelo. En regiones secas se han producido repentinos y graves asentamientos, cuando los suelos cementados se han saturado debido a la construcción de presas o la acción de un regadío. La inundación casi produce la saturación; sin embargo, no es probable que se produzca la saturación total.

Suelos expansivos. Las arcillas muy plásticas parcialmente saturadas y algunos suelos muy micáceos pueden preconsolidarse fuertemente por desecación. Si tienen acceso al agua, estando sometidas a bajos esfuerzos, adsorberán el agua y se expansionarán, figura 3.13*d*. Estos suelos pueden producir dos curvas de esfuerzo-relación de vacíos: inalterada, pero parcialmente saturada e inundada. El suelo inundado se acerca al saturado, sin embargo, hay una pequeña evidencia cuando se produce el ciento por ciento de saturación.

Turba. Las turbas y los suelos muy orgánicos son extremadamente compresibles, dependiendo de su relación de vacíos. Las curvas de presión-relación de vacíos se parecen a las de las arcillas ligeramente preconsolidadas. La curva virgen dibujada en papel semilogarítmico rara vez es muy recta. Se han hallado índices de compresión tan altos como 15 en algunas turbas que tienen una relación de vacíos muy alto.

Arenas. Las arenas se consolidan mayormente por la reorientación y fractura de los granos acompañada por alguna distorsión elástica de los mismos. El índice de compresión es, por lo general, menor que 0.1, y las curvas son parecidas a las de las arcillas.

Compresibilidad de la roca. Las rocas muy endurecidas con bajas relaciones de vacíos (menores que 0.2) son prácticamente incompresibles. Las rocas más porosas, incluyendo la lutita, la toba y las calizas porosas, se consolidan en forma similar a como lo hacen los suelos. El mecanismo de la consolidación de las rocas parece ser una combinación de la distorsión elástica de la armazón sólida formada entre los poros y del aplastamiento de la roca en los puntos donde está muy esforzada. Las curvas de presión-relación de vacíos de las rocas porosas son semejantes a las de los suelos preconsolidados.

La continuada meteorización y lixiviación debilitará la roca, lo cual permite una consolidación adicional. Esto se ha observado en las calizas blandas y es posible que se produzca en la toba. La lixiviación de la roca parece que aumenta con el esfuerzo y de este modo aumenta el asentamiento con el aumento de carga y también a medida que pasa el tiempo. Esto sólo se puede evaluar produciendo en el laboratorio la lixiviación de la roca bajo los efectos de una carga.

La roca partida, como la que se usa en pedraplenes o escolleras, se consolida por reorientación de los fragmentos y por aplastamiento en los puntos de contacto. Las curvas de presión-relación de vacíos se parecen a las de compresión virgen. Figuras 3.10 y 3.12.

3:8 REGIMEN DE COMPRESION

La compresión de un estrato de suelo no ocurre bruscamente; al contrario, a menudo es tan lenta que cuesta trabajo creer que se está produciendo algún asentamiento. Edificios de Chicago se han estado asentando por 50 años y la Torre Inclinada de Pisa, comenzada en 1174, todavía se está moviendo.

El asentamiento empieza rápidamente y se hace más lento a medida que pasa el tiempo. Se puede dividir en tres etapas, como se muestra en la figura 3.14: *inicial*, *primario* o *hidrodinámico* y *secundario*. La suma de los asentamientos inicial y primario, es la que se calcula partiendo de la curva esfuerzo-relación de vacíos obtenida en el laboratorio. El asentamiento secundario tiene importancia principalmente en los suelos muy orgánicos, muy micáceos y muy sensibles.

Consolidación inicial. La etapa inicial se produce tan pronto como se aplica la carga y se debe en gran parte a la compresión y solución del aire que hay en los poros del suelo. También está incluida alguna compresión de la fase sólida y del agua del suelo.

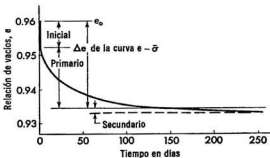


Fig. 3.14 Curva tiempo-asentamiento para un incremento de carga.

El porcentaje de consolidación inicial de un suelo está mayormente determinado por su grado de saturación. Es prácticamente 0 en un suelo saturado, pero puede ser tan grande como el 50 por ciento cuando el grado de saturación es el 90 por ciento. Este porcentaje decrece conforme aumenta la carga debido a la menor relación de vacíos (y por tanto, más alta saturación). La compresión inicial se determina corrientemente, por los datos del ensayo de laboratorio de asentamiento-tiempo y es una parte de los resultados del ensayo, como en la figura 3.19a.

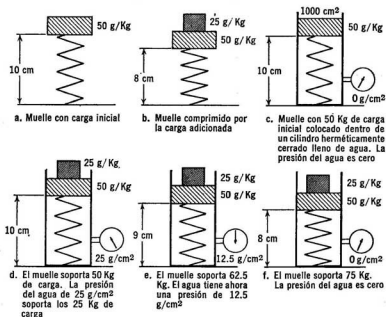


Fig. 3.15 Analogía del muelle y el pistón, que muestra como pasa la carga adicional de 25 kg que era soportada por la presión del agua (esfuerzo neutro) al muelle.

Esfuerzo neutro. La velocidad de la compresión primaria o hidrodinámica está regida por la evacuación del agua de los poros del suelo. El agua es expulsada por una fuerza exterior aplicada a la masa de suelo. Esta fuerza aumenta la presión del agua sobrepasando la hidrostática, lo cual produce un gradiente hidráulico que hace que el agua fluya. La mecánica de este proceso se puede demostrar por analogía con un muelle, un pistón y un cilindro. Un muelle (figura 3.15a) está unido en su parte superior a un pistón que tiene un área transversal de 1000 cm^2 y pesa 50 kg . Con este peso el muelle tiene una longitud de 10 cm . Cuando se coloca sobre el muelle un peso de 25 kg (figura 3.15b) éste se comprime

y su longitud se reduce a 8 cm. La compresión es instantánea tan pronto como se aplica el peso. Supóngase que el muelle y el pistón, en vez de estar al aire libre, están encerrados en un cilindro al cual se ajusta perfectamente el pistón y que el espacio debajo del pistón está lleno de agua. (figura 3.15c). El muelle está comprimido por efecto de los 50 kg de peso del pistón y el agua no sufre presión alguna.

Si añadimos un peso de 25 kg sobre el pistón (figura 3.15d) el muelle no se puede comprimir porque el agua debajo del pistón no tiene salida en absoluto.

El muelle continúa soportando los 50 kg de peso del pistón, pero no puede soportar el peso adicional. Los 25 kg están soportados por la presión del agua contra el pistón que es de 25 g/cm². Si la carga total de 75 kg se designa por σ y la carga que soporta el muelle por σ' , la siguiente ecuación expresa cómo es soportada la carga total:

$$\sigma = \sigma' + u, \quad (3:12c)$$

$$75 = 50 + 25$$

Si por la presión del agua debajo del pistón se eliminan 1,000 cm³, el muelle se comprimirá y su longitud será 9 cm. Ahora el muelle soporta $(50 + 25/2) = 62.5$ kg y el esfuerzo neutro se reducirá a 12.5 g/cm², como se muestra en la figura 3.15e.

$$75 = 62.5 + 12.5$$

Si se eliminan 1,000 cm³ más de agua, el muelle soportará 75 kg y la presión neutra será cero, como se indica en la figura 3.15. Por la compresión del muelle se traspasan a éste los 25 kg de carga adicional que inicialmente eran soportados por la presión del agua.

La consolidación del suelo es similar a lo anteriormente descrito. La resiliencia de la estructura de los granos está representada por el muelle y los poros llenos de agua por el cilindro. Cuando se aplica una carga a un suelo la estructura de los granos no puede soportarla inmediatamente porque no se produce compresión; es pues la presión neutra la que soporta la carga. A medida que el agua fluye y se escapa y el suelo se comprime, la estructura de los granos soporta la carga y la presión neutra llega a ser cero. Las etapas sucesivas (figura 3.16) ilustran la manera como se transfieren los esfuerzos en un estrato de suelo que está limitado arriba y abajo por estratos permeables. El esfuerzo inicial en el suelo se designa por σ_0 , el esfuerzo adicional debido al peso de la estructura por $\Delta\sigma$, el esfuerzo neutro por u y el esfuerzo en la estructura de los granos por $\bar{\sigma}$ o σ' .

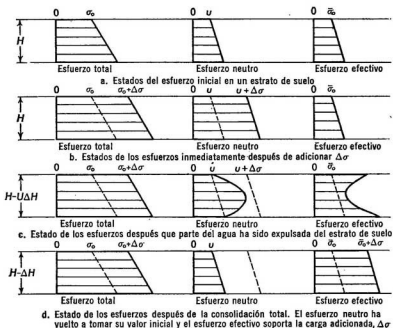


Fig. 3.16 Esfuerzos durante la consolidación. El arenaje del estrato de suelo se produce por ambas caras, la superior y la inferior.

Porcentaje de consolidación. El *porcentaje de consolidación*, U , se define como el porcentaje promedio del esfuerzo adicional $\Delta\sigma$, que es soportado por el aumento del esfuerzo efectivo y representa el porcentaje de la compresión total o máxima que ya ha ocurrido en el estrato. El porcentaje de consolidación depende de varios factores:

1. La permeabilidad del suelo, que rige la velocidad de filtración del agua.
2. El espesor del estrato, que influye tanto en el volumen de agua que debe filtrarse como en la distancia que debe atravesar y en el gradiente hidráulico.
3. El número de fronteras permeables del estrato, por las cuales pueda el agua salir, lo cual influye en la distancia que el agua debe atravesar y en el gradiente hidráulico.
4. La relación de vacíos y la velocidad con que ésta cambia con la presión, lo cual influye en el volumen de agua y en la manera como la presión neutra disminuye con la pérdida de agua.

Un análisis matemático del porcentaje de consolidación conduce a la siguiente ecuación:

$$U = f^* \left(\frac{t(1+e)k}{(H/N)^2 \gamma_w a_v} \right), \quad (3:19a)$$

$$U = f(T), \quad (3:19b)$$

en la que f significa función; t , tiempo; e , relación de vacíos; k , coeficiente de permeabilidad; H , espesor del estrato; N , número de fronteras horizontales permeables del estrato (que pueden ser una o dos); γ_w , peso específico del agua y a_v la razón de cambio de la relación de vacíos con los cambios de presión, $\Delta e/\Delta \sigma$. El término T es una razón adimensional que se llama *factor tiempo* y se define por la expresión

$$T = \frac{t(1+e)k}{(H/N)^2 a_v \gamma_w}. \quad (3:20)$$

La relación entre U y T se expresa por una función matemática que es independiente de las características del suelo o de la magnitud de la compresión, pero depende de la variación $\Delta \sigma$ con la profundidad a través del estrato y de si el estrato está limitado arriba y abajo por capas permeables o solamente en una de las superficies.

El análisis teórico de la consolidación está basado en varias suposiciones: el suelo es homogéneo y está saturado, el valor del término

$$\frac{k(1+e)}{a_v}$$

es constante durante la compresión y el movimiento del agua es vertical. Debido a estas suposiciones no se puede esperar gran exactitud cuando

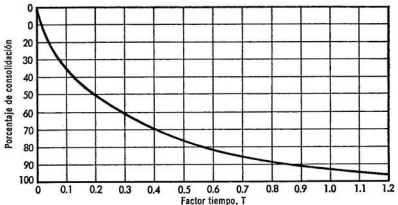


Fig. 3.17 Consolidación con relación al tiempo de un estrato que drena por ambas caras y para cualquier distribución del aumento del esfuerzo o para un estrato drenado por una sola cara y una distribución uniforme del aumento del esfuerzo.

150 Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca

se estima la compresión con relación al tiempo. En el gráfico de la figura 3.17 se indica la relación entre U y T para la mayoría de los problemas prácticos; sin embargo es inexacto cuando ocurren grandes variaciones en $\Delta\sigma$ con la profundidad en un estrato que esté limitado por una superficie impermeable, ya sea por arriba o por abajo.

Las características de un suelo que rigen su velocidad de consolidación se pueden expresar por el *coeficiente de consolidación*, c_v , que se define por la expresión:

$$c_v = \frac{(1 + e)k}{\gamma_w a_v} \quad (3:21)$$

Este coeficiente varía algo con el esfuerzo en el suelo σ .

Para esfuerzos por debajo de la carga de preconsolidación el coeficiente de consolidación es alto, lo cual indica que la consolidación es rápida. Este coeficiente desciende a un valor mínimo cuando se alcanza la carga de preconsolidación y entonces aumenta lentamente conforme aumenta el esfuerzo, como se indica en la figura 3.19b.

Ejemplo 3:2

Hallar el tiempo que se requiere para que se produzca el 50% de consolidación en el estrato de suelo siguiente.

$$k = 0.0000001 \text{ cm/seg.}$$

$$e = 1.5.$$

$$a_v = 0.0003 \text{ cm}^2/\text{gm.}$$

$$\gamma_w = 1 \text{ gm/cm}^3.$$

El espesor del estrato es de 900 cm con superficies permeables arriba y abajo.

1. $U = 50\%$, $T = 0.2$.

2. Para un estrato de 900 cm de espesor y dos superficies permeables:
 $H/2 = 900/2 = 450 \text{ cm.}$

3. $0.2 = \frac{t(1 + 1.5)0.0000001}{450^2 \times 0.0003 \times 1}$

4. $t = \frac{0.2 \times 203,000 \times 3 \times 1}{0.001 \times 2.5} = 48.7 \times 10^6 \text{ seg.}$

5. $t = 565 \text{ días.}$

Compresión secundaria. Después que el exceso de presión hidrostática se ha disipado, la compresión no cesa, sino que continúa muy lentamente, en proporción siempre decreciente, por tiempo indefinido. Esta es la *compresión secundaria* que parece ser el resultado de un reajuste plástico de los granos del suelo a los nuevos esfuerzos, de la fractura pro-

gresiva de las ligaduras entre los granos y posiblemente de la fractura progresiva de las mismas partículas.

La compresión secundaria se puede apreciar en un gráfico de asentamiento como una función del logaritmo del tiempo (figura 3:18). La compresión secundaria se presenta como una línea recta con pendiente hacia abajo o, en algunos casos, una línea recta seguida por otra línea

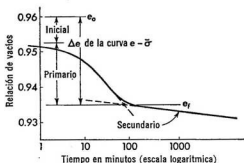


Fig. 3.18 Compresión secundaria; curva tiempo-asentamiento en coordenadas semilogarítmicas para un incremento de esfuerzo.

recta de menor pendiente. La relación de vacíos e_f que corresponde al final efectivo de la consolidación primaria se puede hallar por la intersección de la tangente a la curva de consolidación primaria y la prolongación hacia atrás de la línea de consolidación secundaria, como se indica en la figura 3:18. El régimen de la consolidación secundaria depende del incremento de aumento del esfuerzo, $\Delta\sigma$ y de las características del suelo; en los suelos inorgánicos de compresibilidad baja a moderada, la compresión secundaria no tiene importancia en la mayoría de los casos. En las arcillas muy compresibles, en los suelos muy micáceos, en los rellenos de roca partida y en los materiales orgánicos, la compresión secundaria puede ser una parte muy importante de la compresión.

La ecuación del régimen de la compresión secundaria se puede deducir, aproximadamente, de la parte recta de la curva en la que se ha dibujado el logaritmo del tiempo

$$\Delta e = -\alpha(\log_{10} t_2 - \log_{10} t_1)$$

$$\Delta e = -\alpha \log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right). \quad (3:22a)$$

En esta expresión t_1 es el tiempo necesario para que prácticamente se termine la compresión hidrodinámica y t_2 cualquier tiempo posterior.^{3:18} En esta expresión se ignora la compresión secundaria que se produce

durante la fase hidrodinámica, pero el error probablemente no es grave. El valor α es un coeficiente que expresa el régimen de la compresión secundaria. Con el coeficiente de compresión secundaria, C_α se puede expresar lo mismo en términos de porcentaje de asentamiento:

$$C_\alpha = \alpha / (1 + e) \quad (3:22b)$$

$$\frac{\Delta H}{H} = -C_\alpha \log_{10} \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (3:22c)$$

α y C_α aumentan generalmente conforme aumenta el esfuerzo, figura 3:19c.

La compresión secundaria es con frecuencia irregular y sólo se puede aproximar burdamente a una línea recta en el gráfico del logaritmo del tiempo; por lo tanto, los estimados de la compresión secundaria rara vez son exactos.

Representación de los datos del régimen de tiempo. Las tres fases del régimen de tiempo dependen del nivel del esfuerzo; es por lo tanto, conveniente expresar las tres fases como funciones del esfuerzo final, como en la figura 3.19. Las funciones no son únicas, porque también dependen

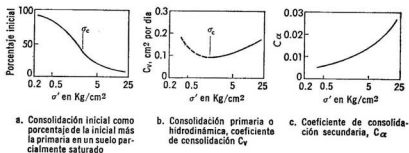


Fig. 3.19 Trazado de los factores y coeficientes que expresan el régimen de consolidación como funciones del esfuerzo (suelos diferentes).

del incremento del esfuerzo, $\Delta\sigma'$; sin embargo, si el incremento es similar al del prototipo, los valores son lo bastante aceptables para los estimados que se hacen en obras de ingeniería.

3:9 RETRACCION, ENTUMECIMIENTO (EXPANSION) Y DESLEIMIENTO

Los suelos sufren cambios volumétricos que no son producidos por cargas exteriores, sino que son causados por los cambios en la humedad del suelo y por los esfuerzos internos afectados por el agua.

Retracción. La retracción es causada por la tensión capilar. Cuando un suelo saturado se seca, se forma un menisco en cada poro en la super-

ficie del suelo; esto produce tracción en el agua del suelo y la correspondiente compresión en la estructura del mismo. Esto se puede expresar cuantitativamente por la ecuación 3.12c, igualando a cero el esfuerzo externo.

$$0 = \sigma' + u,$$

$$\sigma' = -u.$$

(Como el valor u de la tensión capilar es negativo, $-(-u)$ es positivo y el esfuerzo efectivo σ' es positivo). Este esfuerzo de compresión es tan efectivo para producir la compresión del suelo como una carga externa y puede producir presiones de varios kilogramos por centímetro cuadrado en los suelos de grano fino.

Límite de retracción. Durante el proceso de la retracción, los poros se hacen más pequeños y la tensión capilar potencial máxima aumenta.

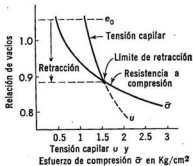


Fig. 3.20 Límite de retracción como una función de la tensión capilar y de la resistencia a compresión.

Esto se muestra gráficamente en la figura 3.20, donde se ha trazado la resistencia a compresión y la curva esfuerzo —relación de vacíos. Durante el proceso de secamiento y retracción la relación de vacíos disminuye y con ella ambas, la máxima tensión capilar y la resistencia a compresión aumentan, aunque en diferentes proporciones. El suelo permanece saturado porque la pérdida de agua produce una reducción igual en la relación de vacíos; sin embargo, se llega a una relación de vacíos en que la máxima tensión capilar es igual a la resistencia a compresión. Si se continúa secando el suelo no se reducirá más la relación de vacíos porque la resistencia a compresión es superior a la tensión capilar. En este punto, que se conoce con el nombre de *límite de retracción*, cesa prácticamente la reducción de la relación de vacíos. El menisco de cada poro comienza a retraerse de la superficie del suelo y éste pierde su aspecto húmedo, luce seco y la masa de suelo deja de estar saturada.

154 *Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca*

El límite de retracción se define como el porcentaje de humedad en el punto en que la retracción cesa y el suelo deja de estar saturado. Se puede hallar secando el suelo lentamente, observando visualmente cuando se produce el cambio de color y determinando la humedad en ese momento. También se puede hallar secando completamente una muestra de suelo saturado. Si el peso y volumen total al comenzar la retracción son W_1 y V_1 y al final de la retracción (secando en estufa) son W_2 y V_2 se puede hacer el siguiente razonamiento, suponiendo que no haya cambio de volumen después que se ha alcanzado el límite de retracción y que la pérdida de peso por evaporación del agua hasta llegar al límite de retracción está acompañada por la correspondiente pérdida de volumen:

$$\begin{aligned}W_2 &= W_s \\(V_1 - V_2)\gamma_w &= W_w \text{ (pérdida de agua hasta el LR)} \\SL &= \frac{W_1 - W_2 - (V_1 - V_2)\gamma_w}{W_2} \times 100. \quad (3:23)\end{aligned}$$

Más allá del límite de retracción la tensión capilar puede aumentar en los poros más pequeños y disiparse en algunos de los mayores. Algunos suelos al secarse, especialmente los que contienen materia orgánica fibrosa y mica, se pueden expandir pasado el límite de retracción, en cambio otros se pueden contraer más. Estos cambios son, ordinariamente, insignificantes.

La retracción del suelo produce asentamientos en los suelos compresibles. Como la tensión capilar se ejerce en todas direcciones, la retracción se produce horizontal y verticalmente, lo que da lugar a que se formen grietas de retracción. Se han observado grietas de 30 cm de ancho y 5 m de profundidad en arcillas muy compresibles. La repetición de la retracción, causada por la desecación en tiempo seco, producirá en el suelo una malla de grietas de retracción en todas direcciones y una macroestructura en bloques.

Entumecimiento (expansión). Algunos suelos no solamente se retraen cuando se secan, sino que también se entumescen cuando se les deja aumentar la humedad. El mecanismo es más complicado que en el caso de la retracción y es causado por diferentes fenómenos: la recuperación elástica de los granos del suelo, la atracción del agua por los minerales arcillosos, la repulsión eléctrica de las partículas de arcilla y de sus cationes absorbidos de unos a otros y la expansión del aire atrapado en los poros del suelo. En los suelos que han sido precomprimidos por carga o retracción, probablemente contribuyen todos estos fenómenos. En los suelos que nunca han sido precomprimidos los factores más importantes son, probablemente, la atracción del agua por los minerales arcillosos y la repulsión eléctrica de las partículas de arcilla rodeadas por el agua.

Se pueden desarrollar grandes presiones si el agua puede llegar al suelo y se impide el entumecimiento por confinamiento. Si la causa es la pre-compresión, la presión de expansión puede llegar a ser tan grande como la carga de preconsolidación. Si la adsorción y la repulsión son las causas predominantes, como en las arcillas de la familia de la montmorillonita, se pueden desarrollar presiones de varios kilogramos por centímetro cuadrado.

Los cambios químicos producen la expansión de algunos suelos y rocas. Las bases fuertes, que se fugan por filtración, del proceso químico, pueden causar la expansión de minerales en capas, como las micas y las arcillas. La oxidación de la pirita de hierro de las lutitas, recientemente expuestas al aire, causará el entumecimiento de éstas y el deterioro de las estructuras del suelo.

Predicción de la retracción y del entumecimiento (expansión).

Es difícil predecir cuantitativamente la retracción y el entumecimiento, porque dependen del carácter del suelo y de los cambios de humedad. La retracción se puede hallar secando simplemente el suelo y calculando la relación entre el volumen y la humedad de saturación. En general, cuanto más bajo es el límite de retracción, mayor es la retracción potencial del suelo. El entumecimiento se puede estimar por un ensayo parecido al de consolidación. La expansión libre se halla inundando el suelo cuando está sometido a una presión normal constante (como de 50 g/cm²). La presión de entumecimiento se halla inundando el suelo y midiendo la presión que es necesario aplicar para impedir la expansión. Se ha encontrado que el límite de retracción y el índice de plasticidad dan alguna indicación del cambio potencial de volumen del suelo, como se expresa en la tabla 3:3.

TABLA 3:3 CAMBIO POTENCIAL DE VOLUMEN

(Tomada de Holtz y Gibbs 3:10)

Cambio de volumen	Límite de retracción	Índice de plasticidad
Probablemente bajo	12 o mayor	0 - 15
Probablemente moderado	10 - 12	15 - 30
Probablemente alto	0 - 10	30 o mayor

La magnitud del entumecimiento y de la retracción o el esfuerzo de retracción, si el suelo está confinado, dependen de la humedad inicial.^{3:11} Si el suelo está más seco que la humedad correspondiente al límite de retracción, un secamiento posterior no producirá una retracción apreciable; si está más húmedo, la retracción máxima posible será equivalente a la diferencia entre la humedad real y el límite de retracción.

Los limitados datos disponibles indican de manera similar, que se producirá un ligero entumecimiento después que el suelo alcance la humedad correspondiente al límite plástico o que ésta sea ligeramente mayor, equivalente a una razón agua-plasticidad de alrededor de 0.25. Si la humedad es menor se producen entumecimiento y presión de entumecimiento mayores, como se indica en la figura 3.21.^{3:11}

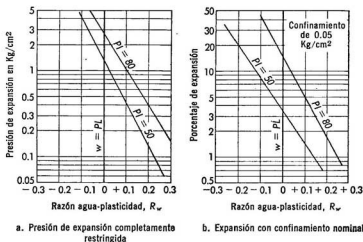


Fig. 3.21 Entumecimiento y presión de entumecimiento como una función de la razón agua-plasticidad.

La mayor dificultad que se presenta para poder predecir la magnitud del entumecimiento y de la retracción en un depósito de suelo se debe a que hay pocos datos disponibles para poder determinar los cambios potenciales de humedad. Puede ser necesaria una continuada observación en el terreno, por varios años, para determinar las fluctuaciones de la humedad que se producen en una región y estas observaciones deben incluir los efectos de cualquier estructura o de cualquier cambio ambiental producido por el hombre.

Desleimiento. Si un suelo que se ha secado bastante más allá del límite de retracción, se inunda o sumerge bruscamente en agua, se desintegra formando una masa blanda y mojada; a este proceso se le llama *desleimiento*.

Dos factores están implicados en el desleimiento. Primero, al penetrar el agua desde la superficie la desigual expansión del suelo hace que pedazos de éste como escamas, se desprendan. Segundo, al secarse el suelo más allá del límite de retracción, algunos de los poros se llenan de aire. Cuando

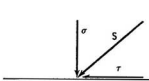
el suelo seco se sumerge en agua, ésta penetra por todos los lados de los poros llenos de aire, el aire es atrapado entre los meniscos del agua que penetró y la presión aumenta a medida que el agua llena los poros. El resultado es una explosión de los poros y la desintegración del suelo. Tanto el escamado como las burbujas de aire se pueden ver colocando un trozo de arcilla seca en un vaso de agua.

3:10 ESFUERZOS COMBINADOS

Muchos problemas de asentamiento se pueden plantear correctamente con un simple caso de esfuerzo unidimensional y de compresión, tal como se explicó anteriormente (secciones 3:6, 3:8); hay, sin embargo, muchos otros problemas de deformación y falla del suelo que implican esfuerzos en tres dimensiones. Los simples casos de compresión y tracción en una dirección, tan útiles en los proyectos estructurales en acero y en hormigón, tienen poca aplicación en la masa de suelo, cuyo peso es una parte substancial de la carga total y donde las cargas estructurales se introducen en la masa en varias direcciones y a diferentes niveles. Por lo tanto, el análisis de los efectos del esfuerzo debe comenzar considerando el campo total de esfuerzo en tres dimensiones

El esfuerzo (*tensión*) se define como la fuerza por unidad de área. Un esfuerzo aplicado a una superficie plana de un sólido se puede descomponer en dos componentes: una perpendicular (normal) al plano, que se llama *esfuerzo normal*, σ (sigma) y otra que actúa en la superficie del plano que se llama *esfuerzo cortante*, τ (tau), como se indica en la figura 3.22a. Cuando en un plano actúa solamente la componente normal y $\tau = 0$, a ese esfuerzo normal se le llama *esfuerzo principal*, (figura 3.22b).

Cuando se prueba un cubo de roca o mortero para determinar su resistencia, se coloca en una máquina y se aplica a las caras superior e inferior una fuerza de compresión que se aumenta gradualmente. La fuerza de compresión produce esfuerzos de compresión en las caras donde se aplica; estos esfuerzos son esfuerzos principales y los planos horizontales donde ellos se producen se llaman *planos principales*. Aunque raramente



a. Esfuerzos cortante y normal



b. Esfuerzos principales en un cubo

Fig. 3.22 Esfuerzos normal, cortante y principal.

se hace, sería posible aplicar fuerzas de compresión en los otros dos pares de caras del cubo; esto también produciría esfuerzos principales en las caras donde fueran aplicadas esas fuerzas y esas caras serían también planos principales. Se puede demostrar que hay tres esfuerzos principales independientes perpendiculares que actúan en tres planos principales perpendiculares. El mayor de estos tres esfuerzos principales se llama *esfuerzo principal mayor* y se designa por σ_1 , el más pequeño es el *esfuerzo principal menor*, σ_3 , y el tercero se llama *esfuerzo principal intermedio* σ_2 .

Como en la mecánica del suelo los esfuerzos de tracción son comparativamente raros, para evitar muchos signos negativos, los esfuerzos de compresión se consideran positivos. En el caso del cubo de mortero sometido a un ensayo usual de compresión, el esfuerzo de compresión aplicado a las caras superior e inferior es σ_1 , y los otros dos esfuerzos principales, σ_2 y σ_3 , son cero.

Si un plano inclinado corta al cubo, es posible calcular los esfuerzos normal y cortante en ese plano partiendo de los tres esfuerzos principales y las leyes de la estática. El caso general es bastante complicado porque requiere el empleo de los cosenos directores del plano inclinado con respecto a los planos principales. Sin embargo, en muchos problemas de mecánica del suelo, sólo nos interesan los esfuerzos en planos perpendiculares al plano principal intermedio, con lo cual el problema se reduce a dos dimensiones.

La dirección de un plano inclinado que sea perpendicular al plano principal intermedio se define por el ángulo α (alfa), que es el ángulo que forma el plano inclinado con el plano del esfuerzo principal mayor, como se indica en la figura 3.23.

Los esfuerzos normal y cortante en ese plano se pueden hallar conociendo σ_1 y σ_3 , por las leyes de la estática. Si se supone que la arista del

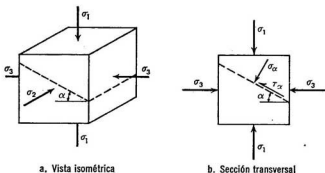


Fig. 3.23 Esfuerzos en un cubo cortado por un plano que es perpendicular al plano de σ_2 y que forma el ángulo α con el plano de σ_1 .

cubo es 1, las fuerzas que actúan en el plano inclinado en las direcciones σ_1 y σ_3 son, respectivamente:

$$F_1 = \sigma_1 \times \text{área},$$

$$F_1 = \sigma_1 \times 1 \times 1,$$

$$F_3 = \sigma_3 \times 1 \times 1 \tan \alpha.$$

La suma de las componentes de estas fuerzas, normales al plano inclinado es:

$$F_n = F_1 \cos \alpha + F_3 \sin \alpha,$$

$$F_n = \sigma_1 \cos \alpha + \sigma_3 \tan \alpha \sin \alpha.$$

La suma de las componentes paralelas al plano es

$$F_s = \sigma_1 \sin \alpha - \sigma_3 \tan \alpha \cos \alpha.$$

Como el área del plano inclinado es $1/\cos \alpha$, el esfuerzo normal en el plano σ_α es:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 \cos \alpha + \sigma_3 \tan \alpha \sin \alpha}{1/\cos \alpha},$$

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_3 \sin^2 \alpha,$$

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha. \quad (3:24a)$$

De la misma manera se halla el esfuerzo cortante en el plano inclinado, τ_α , que es:

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha. \quad (3:24b)$$

Por medio de estas fórmulas se pueden calcular los esfuerzos en cualquier plano inclinado que forme un ángulo α con el plano principal mayor o si se conocen los esfuerzos en dos planos cualesquiera se pueden calcular los esfuerzos principales.

Estas fórmulas permiten establecer las siguientes conclusiones, que se deben recordar cuando se analizan esfuerzos:

1. El esfuerzo cortante máximo se produce cuando $\sin 2\alpha = 1$ ó $\alpha = 45^\circ$ ó 135° y es igual a $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$.
2. El esfuerzo normal máximo se produce cuando $\cos 2\alpha = 1$ y $\alpha = 0$.
3. El esfuerzo normal mínimo se produce cuando $\cos 2\alpha = -1$ y $\alpha = 90^\circ$ y el plano es paralelo al plano principal menor.
4. En dos planos cualesquiera perpendiculares entre sí los esfuerzos cortantes son iguales en magnitud.

Circunferencia de Mohr. El físico alemán Otto Mohr inventó un procedimiento gráfico para resolver las ecuaciones y hallar los esfuerzos normal y cortante en un plano perpendicular a uno de los planos principales y que forme un ángulo α con el mayor de los otros dos planos principales. En el sistema de coordenadas que se establece (figura 3.24a) la x representa los esfuerzos normales y la y los cortantes. Los esfuerzos de compresión (positivos) se dibujan a la derecha y las tracciones a la

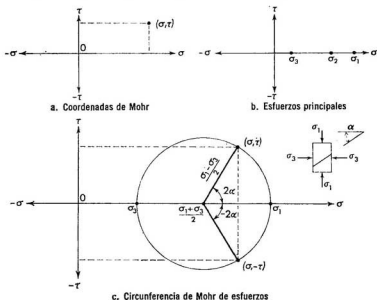


Fig. 3.24 Coordenadas de Mohr y circunferencia de esfuerzos de Mohr.

izquierda. Las fuerzas cortantes se pueden dibujar hacia arriba o hacia abajo, pues su signo no tiene significación. Las coordenadas de un punto (σ, τ) representan la combinación de los esfuerzos normal y cortante en un plano, cualquiera que sea su orientación.

En este diagrama se dibujan las coordenadas de σ_1 y σ_3 (figura 3.24b); ambas en el eje σ , pues en los planos principales el esfuerzo cortante es cero. Se traza una circunferencia que pase por esos puntos y cuyo centro estará situado en el eje σ (figura 3.24c). El centro de esta circunferencia tiene las coordenadas $\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, 0\right)$ y su radio es igual a $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$. Se traza un radio que forme el ángulo 2α con el eje σ , que se mide en dirección contraria al movimiento de las agujas del reloj. La coordenada x de un punto en la circunferencia al extremo del radio es:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha,$$

que es σ en un plano inclinado que forma el ángulo α con el plano principal mayor. La coordenada y del punto es:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha,$$

que es τ en el mismo plano. La circunferencia representa las condiciones posibles de esfuerzos en cualquier plano perpendicular al plano principal intermedio. Los esfuerzos en un plano preciso que forme el ángulo α se pueden hallar gráficamente siguiendo esta construcción. En esta construcción gráfica se puede demostrar que el valor máximo de τ se produce en un plano en que un ángulo $2\alpha = 90^\circ$ y es igual a $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}$

o sea la mitad de la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor y también que los esfuerzos cortantes en dos planos perpendiculares entre sí son iguales.

Se puede aplicar la misma construcción gráfica a esfuerzos en un plano perpendicular al plano principal mayor, usando σ_2 y σ_3 y en un plano perpendicular al plano principal menor usando σ_1 y σ_2 . Como la circunferencia es simétrica con respecto al eje x , basta dibujar la semicircunferencia superior. La mitad inferior se puede dibujar usando -2α (medido desde el eje en la dirección del movimiento de las agujas del reloj) y valores negativos para el esfuerzo cortante.

La orientación de los planos no se muestra directamente en el diagrama de Mohr, pero se puede representar separadamente, figura 3.24c.

En la representación en tres dimensiones, figura 3.25, hay tres circunferencias cada una de las cuales representa los esfuerzos en un plano perpendicular a uno de los planos principales. El área entre las circunferencias representa los esfuerzos combinados en planos que son oblicuos

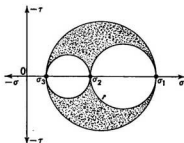


Fig. 3.25 Circunferencias de Mohr para esfuerzos en tres dimensiones que definen todas las posibles combinaciones de los esfuerzos normal y cortante.

162 Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca

a los tres planos principales. Estos esfuerzos se pueden calcular analíticamente usando el mismo razonamiento que se empleó para la ecuación (3.24a) y (b), como se explica en los textos de teoría de la elasticidad y en los textos de los cursos superiores de resistencia de materiales. El esfuerzo cortante máximo está definido por la circunferencia de esfuerzo $\sigma_1 - \sigma_3$, que expresa las combinaciones de esfuerzos en cualquier plano que sea oblicuo a los planos principales mayor y menor y perpendicular al intermedio. Por lo tanto, la circunferencia $\sigma_1 - \sigma_3$ y el plano que ella representa son de gran importancia en la mayoría de los problemas reales de resistencia y falla del suelo.

La circunferencia de esfuerzos de Mohr está basada en las leyes de la estática y se puede aplicar a cualquier material. Aunque la discusión se ha limitado a los esfuerzos que actúan en las caras de un cubo, se aplica igualmente a un cubo infinitesimal, es decir a un punto.

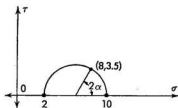
Ejemplo 3:3

Datos: $\sigma_1 = 10 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_3 = 2 \text{ kg/cm}^2$. Hallar σ y τ en un plano que forme un ángulo de 30° con el plano principal mayor y que sea perpendicular al plano principal intermedio.

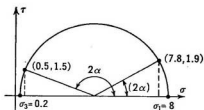
1. Dibujar σ_1 y σ_3 sobre el eje σ (figura 3.26a).
2. Trazar una circunferencia que pase por esos puntos con el centro del eje σ .
3. Dibujar un radio que forme el ángulo $2\alpha = 60^\circ$.
4. Medir a escala en el dibujo σ y τ .
 $\sigma = 8 \text{ kg/cm}^2$; $\tau = 3.5 \text{ kg/cm}^2$.

Ejemplo 3:4

Datos: Los esfuerzos normal y cortante en un plano son, respectivamente, 7.8 g/cm^2 y 1.9 g/cm^2 ; los esfuerzos normal y cortante en un



a. Ejemplo 3:3



b. Ejemplo 3:4

Fig. 3.26 Cálculo de los esfuerzos por la circunferencia de Mohr.

segundo plano son: 0.5 g/cm^2 y 1.5 g/cm^2 . Calcular los esfuerzos principales mayor y menor y el ángulo que forman los dos planos.

1. Dibujar las coordenadas de los esfuerzos en los dos planos (figura 3.26b).
2. Trazar la circunferencia que pase por los dos puntos con centro en el eje σ . (El centro es la intersección con el eje σ de la perpendicular que biseca la línea que une los dos puntos).
3. Los valores de σ_1 y σ_3 se pueden tomar a escala en el dibujo. $\sigma_1 = 8 \text{ g/cm}^2$ $\sigma_3 = 0.2 \text{ g/cm}^2$.
4. Medir en el dibujo en ángulo 2α correspondiente a cada plano. El ángulo entre dichos planos es $\frac{1}{2}(2\alpha_1 - 2\alpha_2) = 65^\circ$.

3 : 11 DEFORMACION Y FALLA

Cuando un material cualquiera, incluyendo el suelo, es sometido a esfuerzos, sufre deformaciones. La naturaleza de la deformación depende de la resistencia del material y de la combinación de los esfuerzos. Si se van aumentando los esfuerzos se alcanzará un punto en el cual el material falla al no poder resistir un nuevo aumento del esfuerzo. En ese punto, llamado *falla*, los diferentes materiales, incluyendo los suelos, reaccionan de diferente manera; unos se desintegran y otros se deforman continuamente con un pequeño o ningún aumento de esfuerzo. Los suelos que están compuestos de las tres fases, presentan una amplia variedad de deformaciones que son características y la falla que se produce es más compleja que la de otros materiales, como el acero y el hormigón. La deformación no es siempre proporcional al esfuerzo, sino que cambia con el tiempo y con el medio. La resistencia de suelo a la falla depende del campo de esfuerzos, el ambiente y el tiempo; además, no es fácil, corrientemente, definir el punto de falla o rotura. A pesar de estas diferencias entre suelo, roca y otros materiales, los conceptos ideales de la mecánica aplicada, como son el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson y la teoría de la falla de Mohr, se pueden aplicar a los suelos y rocas de las obras de ingeniería. Debe tenerse en cuenta, sin embargo, que estos conceptos son sólo aproximados, pero que si se conocen sus limitaciones son de gran utilidad para la resolución de problemas reales.

Elasticidad. Si a un prisma de suelo se le aplica un incremento de esfuerzo normal, $\Delta\sigma_z$, figura 3.27a, se deformará una cantidad ΔH en la dirección en que el esfuerzo aumenta. El incremento directo de la deformación, $\Delta\epsilon_z$, se halla por la deformación:

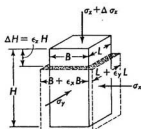
$$\Delta\epsilon_z = \frac{\Delta H}{H} \quad (3:25a)$$

164 Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca

Esto se representa corrientemente en una curva de esfuerzo-deformación, figura 3.27b. La relación entre el incremento de esfuerzo y el incremento de deformación que él produce es el *módulo de elasticidad*, E . La expresión general es:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad \text{ó} \quad \frac{d\sigma}{d\epsilon} \quad \left(\text{ó} \quad E_z = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta\epsilon_z} \right). \quad (3:25b)$$

Geométricamente ésta es la pendiente de la curva esfuerzo-deformación. El módulo de elasticidad de la mayoría de los suelos y de las rocas no es cons-



a. Deformación producida por aumento de la carga axial, $\Delta\sigma_x$; σ_x y σ_y constante



b. Curva de esfuerzo deformación con módulos de elasticidad tangente y secante como pendientes de la tangente inicial y de la secante, respectivamente.

Fig. 3.27 Deformación y razón esfuerzo-deformación.

tante en todo el régimen posible de esfuerzo, ni tampoco es el mismo para la carga que para la descarga. Por estas razones algunos escritores usan el término *módulo de deformación*, M , que se define de igual manera que E , para llamar la atención con respecto al comportamiento inelástico de los suelos y de la roca. En este libro se usará E , si bien debe entenderse que es una función que no es ni constante ni única de la carga aplicada. Las variaciones de E en los suelos y en la roca son casi ilimitadas: desde prácticamente 0 para las turbas, hasta valores más altos que los del concreto, para las rocas sanas.

Los valores de E para deformaciones muy pequeñas, la *tangente inicial*, E_T , se define por una tangente en el punto inicial de la curva de esfuerzo-deformación, figura 3.27b. El valor promedio de E para una variación específica del esfuerzo, es el *módulo secante*, E_s . La variación del esfuerzo es la correspondiente a un problema determinado (el esfuerzo de trabajo). Como E es variable, es necesario especificar siempre el campo de esfuerzo y la variación del esfuerzo para el cual es aplicable un valor determinado de E .

Módulo de Poisson. El incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_x$, también produce una deformación o combadura en las dimensiones laterales, ΔB y ΔL y las deformaciones laterales correspondientes ϵ_x y ϵ_y . La relación entre las deformaciones laterales y directa es el módulo de Poisson, ν

$$\nu = \frac{-\epsilon_x}{\epsilon_z} = \frac{-\epsilon_y}{\epsilon_z} \quad (3:26)$$

El módulo de Poisson, para los materiales elásticos ideales, varía entre 0 y 0.5. El valor de 0.5 corresponde a un material cuyo volumen no cambia por efecto de la carga, como la gelatina. El valor 0 corresponde a un material que no se deforma lateralmente por la carga, como un prisma de corcho o de goma esponjosa. Los suelos y las rocas generalmente caen entre estos dos límites, pero ν es mayor que 0.5 en ciertos casos.

Falla o rotura. Otto Mohr también contribuyó a la ciencia de la ingeniería con una teoría de la falla de los materiales, que representa con mayor aproximación los verdaderos esfuerzos que se producen, que como lo hacen las otras teorías que consideran esfuerzos simples solamente. Se ha encontrado que esta teoría es aplicable satisfactoriamente a los suelos y a materiales como hormigón y piedra.

Mohr demostró que el rendimiento o falla de un material no es causada solamente por esfuerzos normales que alcancen un cierto máximo o punto de fluencia o por sólo esfuerzos cortantes que alcancen un máximo, sino por una combinación crítica de ambos esfuerzos, el normal y el cortante. La falla se produce esencialmente por esfuerzo cortante, pero el valor crítico del esfuerzo cortante está regulado por el esfuerzo normal actuando en la superficie de falla potencial.

Las combinaciones críticas de los esfuerzos normales y cortantes, cuando se dibujan en coordenadas de σ y τ forman una línea que se llama *envolvente de falla de Mohr* (figura 3.28a). La falla se produce si para un determinado valor de σ , el esfuerzo cortante excede el indicado por la envolvente.

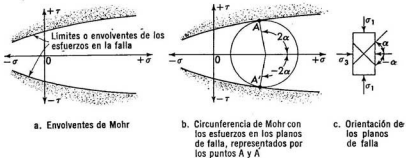


Fig. 3.28 Envolvente de falla de Mohr.

Si se conocen los esfuerzos en dos planos cualesquiera que pasen por un punto, se pueden hallar los esfuerzos en cualquier otro plano por medio de la circunferencia de Mohr. Como la circunferencia representa *todas* las combinaciones posibles de esfuerzos normales y cortantes en ese punto, la rotura ocurrirá en el plano representado por el punto de intersección con la envolvente (figura 3.28b).

Ejemplo 3 : 5

A un cilindro de suelo-cemento, al que no se le ha aplicado esfuerzo principal menor, se le aplica un esfuerzo principal mayor que se incrementa lentamente. Si la envolvente de falla pasa por el punto cuyas coordenadas son $(0, 2)$ con una pendiente hacia arriba y hacia la derecha de 20° , calcular: a) la máxima carga axial cuando se produce la falla, b) los esfuerzos normal y cortante en el plano de falla, y c) el ángulo del plano de falla.

1. Un punto de la circunferencia de Mohr está en el origen de coordenadas $\sigma_1 = \sigma_3 = 0$. A medida que σ_1 aumenta ligeramente, la circunferencia se agranda (figura 3.29b).
2. En el instante en que la circunferencia $(0, 0)$ $(\sigma_1, 0)$ toca a la envolvente, ocurre la falla en el plano que corta el cilindro, correspondiente al punto de tangencia (figura 3.29b).
3. Del diagrama de Mohr, $\sigma_1 = 5.75$ en la falla.

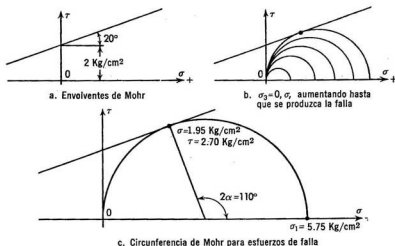


Fig. 3.29 Esfuerzos durante el ensayo a compresión de suelo-cemento.

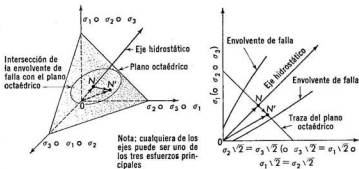
4. $\tau = 2.7$ y $\sigma = 1.95$ en el plano de falla. El valor de 2α es 110° , luego el plano de falla forma un ángulo de 55° con σ_3 o un ángulo de 35° con σ_1 el eje del cilindro (figura 3.29c).

Nota: Los esfuerzos normal y cortante en el plano de falla se designan corrientemente por p y s , respectivamente. La diferencia entre los esfuerzos principales, $\sigma_1 - \sigma_3$, en la falla se designan por q_c , la resistencia a compresión.

Criterios más modernos sobre la falla.^{3:12} En la teoría de falla de Mohr se sobreentiende que el esfuerzo principal intermedio no influye en la falla. Sin embargo, las pruebas a altas presiones han demostrado que esto no es siempre así. Aunque el efecto es pequeño, la investigación exige un método de representar la falla que incluya el esfuerzo intermedio. Una forma es la representación gráfica de los esfuerzos principales, figura 3.30, en el cual se sitúan éstas en los ejes coordenados. El campo de esfuerzos puede estar representado por los esfuerzos normales y cortantes sobre la superficie de un octaedro. El esfuerzo normal octaédrico, σ_{oct} , está definido por:

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3:27a)$$

Esto se representa por un vector equidistante de los tres ejes perpendiculares, el *eje hidrostático*. El esfuerzo octaédrico normal es igual a la longitud del vector ON multiplicado por $1/\sqrt{3}$. La segunda componente del esfuerzo es el *cortante octaédrico*



a. Dibujo del esfuerzo principal, ON' representa un esfuerzo $\overline{ON'}/\sqrt{3} = \sigma_o, \overline{NN'}/\sqrt{3} = \tau_o$

b. Dibujo en una sección transversal bidimensional de un esfuerzo principal cuando $\sigma_2 = \sigma_3$

Fig. 3.30 Ejes de los esfuerzos principales y representación de los esfuerzos.

$$\tau_0 = 1/3 \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}. \quad (3:27b)$$

Esto se puede representar por un vector perpendicular al eje hidrostático, NN' . El valor $\tau_0 = NN'/\sqrt{3}$. El plano perpendicular al eje hidrostático es el *plano octaédrico*. Para cualquier sistema tridimensional es posible trazar ocho planos octaédricos. Estos planos definen un actaedro y de ahí viene su nombre.

Para un esfuerzo octaédrico normal dado, la falla ocurre cuando el esfuerzo octaédrico cortante alcanza un valor límite determinado por ensayos. Los valores límites definen una envolvente tridimensional centrada alrededor del eje hidrostático, pero no es necesariamente simétrica con relación a ese eje.

Debido a las dificultades de la representación tridimensional en el papel, frecuentemente se emplea una "sección transversal" bidimensional, figura 3.30b. Esto está limitado a los casos en que dos de los esfuerzos principales sean iguales.

Los criterios de falla de Mohr y la envolvente de Mohr son suficientes para la resolución de la mayoría de los problemas en el suelo y en roca de las obras de ingeniería. Representaciones más complicadas permiten evaluar los efectos del esfuerzo principal intermedio y determinar el posible error que se comete en el método aproximado de Mohr.

3:12 METODOS PARA HACER PRUEBAS DE ESFUERZO CORTANTE ^{3:12, 3:14}

Debido a la naturaleza compleja de la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos, se han probado muchos métodos de ensayo más o menos exitosos. Los métodos principales que actualmente se usan son: el *directo*, el del *anillo* o *directo doble* y el *triaxial*. De estos, el triaxial es el que da resultados más consistentes y confiables con los distintos suelos.

Prueba directa de esfuerzo cortante.^{3:13} Uno de los primeros métodos usados para determinar la resistencia de un suelo y que todavía se usa extensamente en la actualidad, es el ensayo directo de esfuerzo cortante. Una muestra de suelo se coloca en una caja de forma paralelepípedica (figura 3.31a) cortada por el medio, en la que puede deslizarse la parte superior sobre la inferior. La tapa de la caja se puede mover libremente en dirección vertical y a ella se aplica la *carga normal* P . Una *fuerza cortante* S se aplica a la mitad superior de la caja, la cual corta la muestra según el plano $x-x$. En la práctica la tapa y el fondo de la caja pueden ser placas porosas que permitan el cambio de humedad de la muestra o placas con estrías que ayuden a distribuir uniformemente los esfuerzos en el plano de falla. En el ensayo se utiliza una muestra relativamente delgada que se consolida rápidamente bajo la carga (cuando

se requiere consolidación). La preparación de la muestra y la ejecución del ensayo son simples en la mayoría de los suelos, lo que hace que el método sea atractivo para los trabajos de rutina.

Las simplificaciones inherentes a este método de ensayo limitan la confianza en sus resultados. Primero, la distribución de los esfuerzos no es uniforme en toda la superficie donde se produce el esfuerzo cortante, son

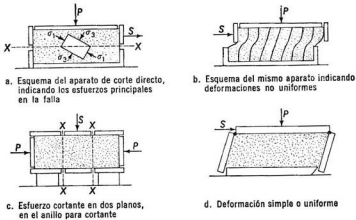


Fig. 3.31 Pruebas de esfuerzo cortante directo.

mayores en los bordes y menores en el centro, como se muestra en la figura 3.31b, lo que produce una falla progresiva. En los materiales que tienen una estructura muy desarrollada, como las arcillas flocculadas y los suelos cementados o no cohesivos muy sueltos, la resistencia que se obtiene en esta prueba es frecuentemente muy baja. Segundo, el suelo está obligado a cortarse en un plano predeterminado, que puede no ser necesariamente el más débil; en este caso la resistencia dada por el ensayo puede ser muy alta. Finalmente, es difícil controlar el drenaje o cambio de humedad durante el ensayo, lo cual limita su utilidad en suelos húmedos.

Prueba de esfuerzo cortante con el anillo. El ensayo de esfuerzo cortante con el anillo es un ensayo directo doble. Una muestra cilíndrica se coloca ajustada en un tubo de metal, lo cual le da un soporte lateral (figura 3.31c). La presión normal se aplica a la muestra por medio de pistones en los extremos del tubo. Una sección del tubo es forzada hacia abajo cortando la muestra de suelo en dos superficies $x-x$. Con este equipo es posible controlar los cambios de humedad de la muestra con más precisión que en la prueba directa y además se pueden usar muestras de pequeño diámetro. Tiene las mismas limitaciones que el

ensayo directo, la falta de uniformidad en la distribución de los esfuerzos y la falla en planos predeterminados.

Esfuerzo cortante simple. Se han hecho varios aparatos para producir una deformación por cortante más uniforme que la que se tiene de corte directo. En uno de ellos, figura 3.31d, los lados de la caja para la prueba están inclinados, con lo cual la deformación que se produce es uniforme y no se puede producir el aumento de deformación local que acompaña a la falla, pero introduce concentraciones de esfuerzos dentro de la masa. En otro aparato se emplean tubos de goma reforzados para los lados de la caja de cortante. Esto permite las deformaciones irregulares que se producen en los suelos naturales, pero no evita totalmente la expansión lateral. Los dos son aparatos para hacer investigaciones, pero no son apropiados para los ensayos de cortante en general.

Deformación plana. La deformación en el ensayo directo de cortante se produce en dos direcciones, verticalmente y paralelamente a la dirección de la fuerza cortante; esta condición se llama deformación plana. Es semejante a las deformaciones que se producen en muchos problemas reales, como es el caso de una cimentación muy larga o un muro largo, que pueden representarse por una sección transversal bidimensional.

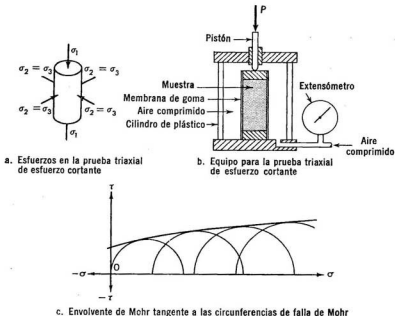


Fig. 3.32 Ensayo triaxial de esfuerzo cortante.

Pruebas triaxiales de esfuerzo cortante.^{3:16} La prueba de esfuerzo cortante más segura es la triaxial (figura 3.32). En ella se usa una muestra cilíndrica de 3.55 cm, 7.10 cm o más de diámetro y el doble, como mínimo, de altura. La muestra se encierra en una membrana de goma con unos casquetes rígidos o pistones en ambos extremos. La muestra así preparada se coloca dentro de una cámara cerrada y se somete a una presión de confinamiento σ_3 , en todas las cara, empleando aire o agua a presión. Se aplica una presión axial σ_1 en el extremo de la muestra por medio de un pistón. Se puede aumentar la presión axial o reducir la presión de confinamiento hasta que la muestra falle por esfuerzo cortante a lo largo de un plano diagonal o por varios planos. Se dibujan las circunferencias de Mohr para los esfuerzos de falla de una serie de ensayos con diferentes valores de σ_3 , y se traza la envolvente de Mohr tangente a las circunferencias (figura 3.32c).

Un procedimiento alternativo consiste en mantener constante el esfuerzo axial y aumentar la presión de confinamiento hasta que la muestra se combe hacia arriba en la dirección axial. En esta forma, el ensayo de extensión triaxial, la presión de confinamiento es $\sigma_1 = \sigma_2$ y el esfuerzo axial es σ_3 . Esto se usa algunas veces para representar el efecto de un empuje lateral en una masa de suelo. La envolvente de Mohr es semejante a la del ensayo de compresión en un suelo homogéneo isótropo; en los suelos estratificados es con frecuencia diferente.

Un caso especial del ensayo de cortante triaxial es el ensayo a *compresión sin confinamiento*, en el cual $\sigma_3 = 0$.

Las mayores ventajas de este método son: la relativa uniformidad de la distribución de los esfuerzos en el plano de falla y la libertad que tiene el suelo para fallar por la superficie más débil. Además, se puede drenar el agua del suelo o introducirla a presión durante el ensayo, para representar las condiciones reales en el terreno. La preparación de la muestra es sencilla y se pueden emplear muestras cilíndricas pequeñas. La desventaja principal es que se requiere un equipo complicado, que incluye la membrana para la muestra, el compresor de aire o agua, la cámara triaxial y los equipos auxiliares para medir los cambios de volumen de la muestra durante el ensayo. En el ensayo triaxial convencional se utilizan casquetes rígidos en los extremos; éstos restringen el esfuerzo cortante y causan concentraciones de esfuerzos que cambian las condiciones de la falla. El ensayo está limitado a valores de $\sigma_2 = \sigma_3$ ó de $\sigma_2 = \sigma_1$ en compresión y extensión respectivamente.

Se han desarrollado ensayos triaxiales especiales que utilizan muestras prismáticas de base rectangular en las que se pueden aplicar esfuerzos independientes en cada uno de los tres planos principales.^{3:17} En una variante de este ensayo se impide la deformación en la dirección del es-

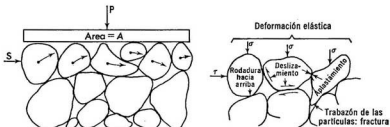
fuerzo principal intermedio, con lo cual se tiene un estado de deformación plana que es útil para representar las condiciones de carga en problemas bidimensionales. En una prueba triaxial en que la muestra tiene la forma de un cilindro hueco se puede tener un esfuerzo principal intermedio variable, manteniendo la presión interior diferente de la exterior. Estos cilindros huecos también se han sometido a torsión para medir directamente el módulo de elasticidad a esfuerzo cortante.^{3:18}

Las pruebas triaxiales con muestras prismáticas, cilíndricas huecas y de deformación plana son fundamentalmente ensayos de investigación para estudiar el mecanismo del comportamiento del suelo y para reducir a un mínimo algunos de los defectos de la prueba triaxial convencional. A pesar de sus limitaciones, las pruebas triaxiales en que se utiliza $\sigma_2 = \sigma_3$ y compresión axial, continúan siendo el método más útil para representar el comportamiento del suelo y de la roca en una gran variedad de problemas de ingeniería.

3:13 DEFORMACION Y RESISTENCIA DE LOS SUELOS SECOS SIN COHESION

Los suelos no coherentes están compuestos de granos redondeados cuyas formas varían desde la angular a la muy redonda. Una representación simplificada de un material como éste, sometido a fuerzas normal y cortante, P y S , se muestra en la figura 3.33. Las partículas están en contacto en unos cuantos puntos solamente, en los cuales los esfuerzos son extremadamente altos, mucho más altos que el promedio en la masa $\sigma = P/A$ y $\tau = S/A$.

Si se aumenta el esfuerzo cortante, el sistema de partículas del suelo reacciona simultáneamente de varias maneras, figura 3.33. Primero, las partículas se deforman más o menos elásticamente. Aun cuando pudiera parecer que un grano sólido de cuarzo es extremadamente rígido, pequeños



a. Cortante en una masa granular indicando el movimiento potencial de las partículas

b. Mecanismo de la resistencia, deformación y movimiento de los granos

Fig. 3.33 Mecanismo de la deformación y del esfuerzo cortante en una masa de granos redondeados.

cambios de los esfuerzos en la masa causan altos esfuerzos y deformaciones locales en cada partícula. Segunda, se producen aplastamientos locales en los puntos de contacto de más altos esfuerzos. Tercera, tanto la distorsión como el aplastamiento producen ligeras traslaciones y rotaciones de los granos, aumentando el tamaño de algunos poros y reduciendo el de otros. El vector suma de todos los pequeños movimientos de cada partícula es la deformación de la masa.

Tanto el esfuerzo de confinamiento previo como el nivel del esfuerzo al comenzar el incremento de éste influyen en la deformación. Cuanto más alto es el grado de confinamiento mayores son los aplastamientos y ajustes locales previos y, por lo tanto, será menor la deformación adicional producida por el incremento adicional de esfuerzo cortante.

Si el esfuerzo cortante se aumenta aún más, dos reacciones adicionales se hacen evidentes. Primera, las partículas tienden a rodar unas sobre otras, figura 3.33b. La resistencia depende del ángulo de contacto entre las partículas y es proporcional al esfuerzo de confinamiento σ . La resistencia total al rodamiento es la suma estadística del comportamiento de todas las partículas: algunas ruedan hacia arriba otras hacia abajo, pero no todas se mueven simultáneamente. El segundo mecanismo es el deslizamiento de un grano sobre otro. La resistencia al deslizamiento es esencialmente rozamiento, que es proporcional al esfuerzo de confinamiento. Un tercer mecanismo comprende la interferencia y la trabazón de las esquinas de las partículas más angulosas e irregulares.

Si el esfuerzo cortante llega a ser suficientemente grande, el efecto estadístico de la distorsión, el aplastamiento, el levantamiento, el rodamiento y el deslizamiento de los granos será el continuo movimiento y la distorsión de la masa, o la *falla por cortante*.

En la mayoría de los suelos sin cohesión la humedad no influye directamente en estos mecanismos, porque los intensos esfuerzos que se producen en los puntos de contacto entre los granos desplazan las moléculas de agua. En suelos excepcionales, como las cenizas volcánicas porosas o las arenas que contienen talco o clorita, las partículas se pueden debilitar por la humedad, alterándose así su resistencia a los esfuerzos.

Desde un punto de vista ingenieril no es necesario identificar ni evaluar cuantitativamente la contribución a la falla de cada uno de estos mecanismos, sino que el efecto combinado de ellos se puede expresar en términos de la curva esfuerzo-deformación y la envolvente de Mohr del suelo, considerado como un todo.

Esfuerzo-deformación. En la figura 3.34 se muestran curvas típicas de esfuerzo-deformación de suelos no cohesivos sometidos a un creciente esfuerzo cortante, siendo constante el esfuerzo de confinamiento, σ_3 . Ambas curvas presentan deformaciones que son aproximadamente proporcio-

nales a los esfuerzos cuando los niveles de éstos son bajos, lo cual sugiere una gran componente de distorsión elástica. Si el esfuerzo se reduce, la curva de esfuerzo-deformación de descarga es casi igual a la de carga. No toda la deformación se recupera al descargarse la muestra, lo cual indica que algunas partículas se han reorientado y que se ha producido aplastamiento en algunos puntos. La *pérdida por histéresis*, que es el área de la zona de la curva de esfuerzo-deformación, representa la energía perdida en aplastamiento y recolocación de las partículas. En los suelos sueltos que tienen grandes poros y pocos puntos de contacto entre las partículas, las deformaciones son grandes y la recuperación en la descarga es menor que en los suelos compactos.

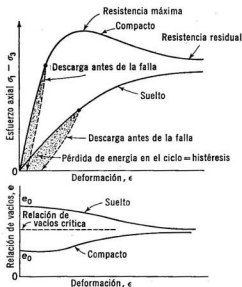


Fig. 3.34 Esfuerzo-deformación-índice de poros en un suelo no cohesivo con esfuerzo de confinamiento constante.

Cuando los esfuerzos cortantes son más altos, la deformación es proporcionalmente más grande, lo cual indica mayor aplastamiento y recolocación. Una gráfica de la relación de vacíos como función de la deformación, figura 3.34, muestra cambios significativos a altos esfuerzos: expansión general en un suelo compacto y contracción en un suelo suelto, lo cual coincide con el aumento de deformaciones en las curvas de esfuerzo-deformación.

Elasticidad. Como previamente se ha definido, el módulo de elasticidad es la pendiente de la curva de esfuerzo-deformación. En la figu-

ra 3.34 se puede observar que para esfuerzos cortantes bajos, E es prácticamente constante, pero que a medida que aumenta el esfuerzo cortante E disminuye. El módulo de elasticidad también depende del esfuerzo de confinamiento: para un esfuerzo cortante dado el valor de E aumentará conforme aumenta el esfuerzo de confinamiento. La figura 3.35 es una representación completa de E como función de σ_3 y del esfuerzo cortante (expresada en términos de σ_1/σ_3) para una arena típica. Esto se puede expresar aproximadamente por la ecuación:

$$E = C\sigma_3^n \quad (3:28a)$$

$$C, n = f(\sigma_1/\sigma_3, D_r). \quad (3:28b)$$

Los valores típicos del exponente n están entre 0.8 y 0.5 para el rango de los esfuerzos comprendidos en problemas de ingeniería. Debido a la gran variedad de suelos y de condiciones de los esfuerzos, no es posible estimar el valor de E por la descripción del suelo o por simples pruebas, como la de granulometría. Se debe determinar directamente por pruebas que representen el campo de esfuerzo en la estructura-suelo y el nivel de las deformaciones que se producirán en cualquier situación real.

Módulo de Poisson. Igual que E , el módulo de Poisson no es constante. Para el intervalo de esfuerzos que se presentan en obras de ingeniería (y bien por debajo de la falla), los valores típicos están entre 0.25 y 0.40. También el módulo de Poisson debe determinarse en ensayos utilizando la estructura del suelo, el nivel de esfuerzo y las deformaciones que se presentarán en el problema real.

Resistencia. Las condiciones de los esfuerzos que producen grandes deformaciones o falla, se pueden definir por la envolvente de Mohr, fi-

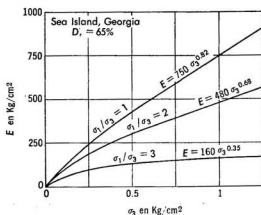


Fig. 3.35 Módulo de elasticidad de una arena de playa.

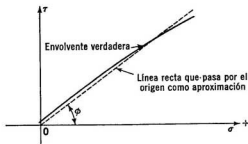


Fig. 3.36 Envolvente de Mohr en un suelo no cohesivo.

gura 3.36. Los resultados de innumerables ensayos en suelos secos sin cohesión, demuestran que el esfuerzo cortante de falla, llamado *resistencia al esfuerzo cortante*, s , es aproximadamente proporcional al esfuerzo normal efectivo en la superficie de falla, p' , (Nótese que las letras s y p' se usan para los valores límites de τ y $\bar{\sigma}$). La envolvente de Mohr obtenida en las pruebas es aproximadamente una línea recta que pasa por el origen de coordenadas y que forma un ángulo φ con el eje σ . La ecuación de la resistencia del suelo es la siguiente:

$$s = p' \tan \varphi. \quad (3:29a)$$

El ángulo φ se llama *ángulo de fricción interna*. Este ángulo es análogo al ángulo de fricción entre dos cuerpos que se deslizan, en cuyo caso φ es el ángulo de fricción dinámica y $\tan \varphi$ es el coeficiente de fricción. El ángulo del plano de falla se puede hallar gráficamente de la circunferencia de falla de Mohr o analíticamente por la geometría de la circunferencia de Mohr.

$$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2}. \quad (3:29b)$$

Como se ha explicado anteriormente, la continuada deformación o falla es la suma de la distorsión, el aplastamiento, el levantamiento, el rodamiento y el deslizamiento de los granos. Los factores más importantes en la falla son el rodamiento y el deslizamiento. La resistencia al deslizamiento de los granos se determina por el esfuerzo efectivo, el coeficiente de fricción entre los minerales, la aspereza de la superficie y el ángulo de contacto entre los granos, que dependen, a su vez, de la forma de los granos y la estructura del suelo como está reflejada en la compacidad relativa. La resistencia al rodamiento depende de la forma de las partículas, de la graduación y de la compacidad relativa. Como resultado de todo esto el ángulo de fricción interna es mayor que el ángulo de fricción entre los minerales y varía con la forma de los granos, la graduación y la

compacidad relativa. La envolvente de Mohr no siempre es una línea recta perfecta ni pasa siempre por el origen de coordenadas debido a la resistencia al rodamiento, que existe siempre aunque no haya confinamiento. Cuando los esfuerzos son muy altos la envolvente puede ser una curva cóncava hacia abajo debido a la fractura de algunos granos. En la tabla 3:4 se dan valores típicos de ángulos de fricción interna.

**TABLA 3 : 4 ANGULOS DE FRICCION INTERNA DE SUELOS NO COHESIVOS
 COMPUESTOS PRINCIPALMENTE DE CUARZO**

Descripción	Angulo de fricción interna	
	D_f menor que 20	D_f mayor que 70
Redondo, uniforme	29	35
Redondo, buena graduación	32	38
Angular, uniforme	35	43
Angular, buena graduación	37	45

Quando los esfuerzos de confinamiento son muy altos, la fractura de los granos individuales por cortante adquiere importancia. La resistencia del grano depende más de la forma de la partícula y de la geometría de las concentraciones de la carga, que del confinamiento de la masa; por lo tanto, la resistencia de los granos a la fractura no aumenta en proporción al esfuerzo de confinamiento. Cuando los esfuerzos son altos la envolvente de Mohr se aplanamente apreciablemente y parece acercarse a una resistencia a esfuerzo cortante límite. En arenas de cuarzo, rocas duras partidas y gravas, el aplanamiento de las curvas se produce cuando σ_3 cae entre 35 y 100 kg/cm², aproximadamente. Si los granos son débiles, como en la ceniza volcánica, la escoria o la roca meteorizada, el aplanamiento de la envolvente comienza a más bajos esfuerzos.

Cambios de volumen durante el esfuerzo cortante. El movimiento de los granos acompaña a la deformación y se hace mayor en el momento en que se produce la falla por esfuerzo cortante, como se indicó en las figuras 3.33 y 3.34. Aunque los poros individuales se agrandan y se contraen a medida que aumenta la deformación, el efecto final depende de la compacidad inicial. Como puede verse por la representación simplificada de la figura 3.37, el suelo suelto se contrae y el compacto se expande. Si el esfuerzo cortante continúa una vez pasado el punto de falla en la arena compacta y más allá del punto donde el cambio de deformación es mayor, tanto la arena suelta como la compacta alcanzan la misma relación de vacíos, que se llama *relación de vacíos crítica* o compacidad crítica, figura 3.34. Un suelo que tenga una relación de vacíos muy cercana a la crítica no cambia de volumen apreciablemente durante la aplicación del

esfuerzo cortante. Si la relación de vacíos es menor que la crítica se dice que el suelo es compacto y si es mayor se dice que el suelo es *suelto* y tiende a ser inestable.

La relación de vacíos crítica depende del esfuerzo de confinamiento, pero los datos que se tienen relacionándola con σ_3 son conflictivos. A los niveles de los esfuerzos que se desarrollan en las cimentaciones, las relaciones de vacíos críticas corresponden a compacidades relativas entre el 50 y el 60 por ciento.



Fig. 3.37 Cambios de volumen que se producen en los suelos no cohesivos por el esfuerzo cortante.

Resistencia máxima y residual. El suelo compacto alcanza una resistencia máxima a la que sigue una pérdida de resistencia (y aumento en la relación de vacíos) con una continua deformación. La resistencia que persiste después de una larga deformación se llama resistencia *residual*. Para tener una representación completa de la resistencia de un suelo no cohesivo que inicialmente es compacto, se requieren dos envolventes de Mohr, una representando la resistencia máxima y la otra, más baja, representando la resistencia residual.

3 : 14 ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS HUMEDOS SIN COHESION

Como se ha expuesto al principio, el esfuerzo total aplicado a un suelo es resistido por el esfuerzo de los granos de la estructura que es σ' (*esfuerzo efectivo*) y por el *esfuerzo neutro* o *esfuerzo del agua*, u . Así, en cualquier momento, los esfuerzos se pueden representar por la relación

$$\sigma = \sigma' + u. \quad (3:12c)$$

Como la resistencia a esfuerzo cortante es un fenómeno de rozamiento, depende del esfuerzo de los granos de la estructura; por consiguiente la ecuación de la resistencia a esfuerzo cortante en la falla, en las arenas húmedas, debe escribirse así:

$$s = p' \tan \varphi, \quad (3:29)$$

$$s = (p - u) \tan \varphi \quad (3:30)$$

en la que p' es el *esfuerzo normal efectivo* en la falla. El no tener en cuenta esta relación ha dado como resultado que se interpreten erróneamente las variaciones de la fricción interna con la humedad. Los experimentos demuestran que φ no cambia prácticamente con la humedad; el cambio real ocurre en los esfuerzos efectivos que son los que producen la fricción y la resistencia a esfuerzo cortante.

Esfuerzo neutro hidrostático. Existen en la naturaleza muchos casos de esfuerzo neutro hidrostático debidos, principalmente, al nivel freático y sus fluctuaciones. En una arena seca el esfuerzo normal vertical es producido por el peso de la propia arena, de manera que a la profundidad z la resistencia a esfuerzo cortante horizontal está dada por:

$$\sigma' = \sigma = \gamma z, \quad (3:31a)$$

$$s = \gamma z \tan \varphi. \quad (3:31b)$$

Si el nivel freático sube a través del suelo, la compacidad del suelo aumentará a γ_s , que es el peso específico saturado, pero ahora

$$\sigma' = \gamma_s z - u, \quad (3:31c)$$

$$s = (\gamma_s z - u) \tan \varphi. \quad (3:31)$$

Si u es suficientemente grande, la resistencia a esfuerzo cortante puede reducirse a una cantidad insignificante. La causa de los deslizamientos es, muchas veces, el esfuerzo neutro que se crea y que llega a reducir la resistencia a esfuerzo cortante del suelo hasta un límite en que es incapaz de soportar las cargas; entonces puede producirse una falla por esfuerzo cortante y grandes masas de suelo se pueden poner en movimiento.

Ejemplo 3 : 6 (figura 3.38)

Datos: Arcilla $\gamma_s = 1,760 \text{ kg/m}^3$. Calcular la resistencia a esfuerzo cortante de la arena en el punto x .

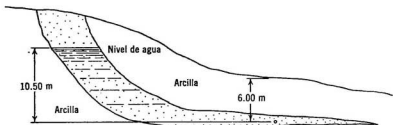


Fig. 3.38 Esfuerzo neutro hidrostático en la ladera de una loma. (Ejemplo 3:6)

1. $\sigma = 6 \times 1,760 = 10,560 \text{ kg/m}^2$.
2. $u = 10.5 \times 1,000 = 10,500 \text{ kg/m}^2$.
3. $\sigma' = 60 \text{ kg/m}^2$.
4. $s = 60 \tan \varphi$ (prácticamente cero).

Esfuerzo neutro acompañado de flujo. Al flujo del agua acompaña con frecuencia un alto esfuerzo neutro debido a las diferencias de carga a que hace referencia la ley de Darcy, ecuación 3:9. Si como resultado de esto la presión efectiva se hace cero, el suelo perderá toda su resistencia y se volverá *movedizo* y en estas condiciones es como un fluido pesado; no resistirá esfuerzos y, si no está confinado, fluirá. Cuando la arena está en este estado se dice que es arena *movediza* o *viva*. No es un tipo especial de suelo, sino un estado de suelo, frecuentemente temporal, pero siempre peligroso.

La condición o estado movedizo es más probable que se produzca en las arenas finas y limos no cohesivos que en otros suelos, porque en ellos sólo se produce una pequeña cantidad de filtraciones con una gran diferencia de carga; sin embargo, también se puede producir en las arenas gruesas y en las gravas, si el flujo es muy grande.

Debido al peculiar comportamiento de los suelos en este estado, mucha gente cree que las arenas movedizas están dotadas de poderes mágicos. Por ejemplo: en las películas de "miedo" algunas veces se presenta al villano hundiéndose lentamente en arena movediza hasta perderse de vista; sin embargo, una persona puede flotar fácilmente en arena movediza. El cuerpo humano pesa alrededor de 1.01 g/cm^3 y puede, por lo tanto, sostenerse en una arena saturada cuyo peso es de 1.6 a 2.1 g/cm^3 .

Ejemplo 3:7

Una excavación de 6 m de profundidad en un depósito aluvial de 10 m de espesor está protegida por un tablestacado de acero hincado a través de limo, debajo del cual se encuentra arena hasta un estrato permeable de grava y boleos, figura 3.39. Los boleos impiden hincar las tablestacas a mayor profundidad. Un río próximo a la excavación corta el estrato de grava y boleos y el agua fluye hacia arriba, a través de la arena, hacia dentro de la excavación, de modo que el nivel del agua dentro y fuera de la excavación es el mismo. La excavación se hizo con un cucharón de almeja trabajando dentro del agua. Después que se alcanzó el nivel final de la excavación el contratista intentó achicarla por bombeo; sin embargo, cuando el nivel del agua había descendido 3 m la arena de la excavación se volvió movediza. ¿Qué sucedió? El limo y la arena pesan $2,000 \text{ kg/m}^3$ y la grava es tan permeable que la pérdida de carga a través de ella es despreciable.

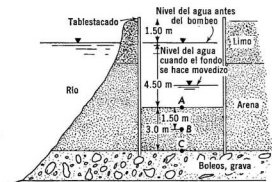


Fig. 3.39 Flujo de agua ascendente y arena movediza.

1. Después de la excavación los esfuerzos verticales en la arena son los siguientes:

Punto	Total kg/m ²	Neutro kg/m ²	Efectivo kg/m ²
A	$1.50 \times 1,000 = 1,500$	$1.50 \times 1,000 = 1,500$	0
B	$1.50 \times 1,000 + 1.50 \times 2,000 = 4,500$	$7,500 - \frac{1}{2}(7,500 - 1,500)^* = 4,500$	0
C	$1.50 \times 1,000 + 3.00 \times 2,000 = 7,500$	$7.50 \times 1,000 = 7,500 \dagger$	0

* Gradiente uniforme entre la grava y boleos y el fondo de la excavación a través de la arena.

† Desde el río (no hay pérdida de carga en el estrato de grava y boleos).

Todo el estrato de arena tiene presión efectiva nula y, por lo tanto, cero resistencia. Esto es también una *crítica* y la arena es *arena movediza*. Es relativamente común que se produzca, por efecto de la construcción, la condición de modeviza en la arena si no hay control apropiado de la presión del agua. Estas fallas se pueden evitar reduciendo el esfuerzo neutro por drenaje, cortando la conexión con el río hincando el tablestacado a través de la grava y boleos o sellando la grava y boleos con inyecciones de lechada de cemento. Los problemas de esfuerzo neutro con flujo de agua son expuestos más ampliamente en el capítulo 4.

Esfuerzo neutro producido por el cambio de volumen. Cuando un suelo sin cohesión es sometido a una fuerza cortante su volumen cambia; si el suelo está saturado, el cambio de volumen va acompañado de un cambio en la distribución del agua en los poros. Si el esfuerzo cortante y el cambio de volumen se producen tan lentamente que el movimiento del agua sólo requiere una carga insignificante, los cambios en el esfuerzo neutro serán también insignificantes. El esfuerzo cortante aplicado veloz-

mente requiere, sin embargo, un rápido cambio en la humedad del suelo, lo cual produce un tremendo esfuerzo neutro. Esto es particularmente importante en los suelos de grano muy fino, de baja permeabilidad.

En los suelos no cohesivos compactos al esfuerzo cortante acompaña un aumento de los vacíos, como se indica en las figuras 3.34 y 3.37. Se desarrolla esfuerzo neutro negativo en el agua de los poros, de la misma manera que se produce presión negativa al tirar de un corcho que se ha colocado bien ajustado para tapar una botella. El esfuerzo negativo máximo en un suelo saturado es la tensión capilar máxima, tal como se determina por el diámetro de los poros del suelo, ecuación (3:5). El esfuerzo neutro negativo produce un aumento temporal de la resistencia del suelo.

En la arena suelta se produce lo contrario. El volumen de los vacíos decrece provocando un esfuerzo neutro positivo. El valor máximo de u es la presión de confinamiento del suelo, p , en cuyo caso el esfuerzo efectivo ($p - u$) es cero y la resistencia del suelo nula. Este es otro caso en que se produce en la arena la condición de movediza temporalmente, pero que es tan grave como el que se produce por condiciones hidrostáticas.

Tanto en los suelos sueltos como en los compactos el cambio en la presión intersticial producido por el esfuerzo cortante está limitado inicialmente a la zona de cortante y el aumento o la pérdida temporal de resistencia está, pues, localizada. De acuerdo con la permeabilidad del suelo y la geometría de la ruta potencial que siga la filtración, el esfuerzo neutro puede persistir y extenderse a través de toda la masa hasta que finalmente se disipe por filtración. Este es un grave problema en las arenas muy finas sueltas o en los limos. Una falla de cortante localizada dentro de la masa crea un aumento en la presión intersticial. El aumento de presión intersticial se transmite a través del cuerpo continuo de agua en los poros, más allá de los límites de la falla inicial; esto debilita el suelo fuera de la zona de falla inicial y crea nuevas fallas y más presión intersticial. Así se propaga la falla a través de una masa de suelo suelto y saturado aunque las condiciones del esfuerzo inicial hayan producido la falla en un punto aislado. Esto es en esencia una reacción en cadena o "bola de nieve" efecto que puede resultar desastroso. Algunos de los más devastadores corrimientos de tierras, como los aludes de tierra que destruyeron una gran ciudad en los Andes del Perú, comenzaron por una falla local por cortante en una masa de roca fracturada suelta y saturada. En menor escala, una falla que comenzó como resultado de la excavación de una trinchera sin importancia para un alcantarillado, pero que produjo una reacción en cadena, causó el deslizamiento de toda una ladera y la destrucción del lugar de la construcción.

Por la repetición de pequeñas cargas también se pueden generar aumentos en el esfuerzo neutro que conduzcan a la falla.^{3:19} Cada repetición

de la carga produce una pequeña deformación, la cual a su vez causa un incremento en el esfuerzo neutro. Cuando el suelo es de grano fino y la masa suficientemente grande como para que el esfuerzo neutro no se pueda disipar inmediatamente, los pequeños e individualmente insignificantes incrementos de esfuerzos se suman para producir cambios significativos. Si el suelo es inicialmente muy compacto el esfuerzo neutro negativo aumenta su resistencia. Si el suelo es suelto (y en algunos casos hasta moderadamente compacto), la acumulación de pequeños incrementos en la presión intersticial debilita el suelo, permite grandes deformaciones y cada vez mayores cambios de volumen, lo cual causa finalmente la falla.

Las cargas cíclicas y producidas por maquinaria vibratoria, aunque sean pequeñas, pueden inducir un substancial aumento de la presión intersticial y la eventual pérdida de resistencia del suelo. Las repetidas deformaciones que acompañan a los terremotos han producido igualmente aumento de la presión intersticial en los depósitos de arena y suficiente pérdida de resistencia para que grandes masas de suelo se hayan vuelto movedizas o se hayan licuado. En el gran terremoto de Niigata en el Japón en 1963, la licuefacción de un depósito de arena hizo que descendiera, repentinamente, casi un piso, un gran edificio de apartamentos y que se inclinara más de 30 grados. Igualmente han sido atribuidos a la licuefacción de la arena otros desastrosos movimientos de tierra que acompañan a los terremotos.

El número de ciclos de carga que se requieren para producir la licuefacción de una masa no cohesiva depende de varios factores: la compacidad relativa inicial del suelo, el aumento de esfuerzo comparado con el esfuerzo de falla, la permeabilidad y la geometría de las trayectorias del flujo de agua. En general cuanto mayor es el aumento de esfuerzo y más suelto es el suelo, menor es el número de ciclos de carga que se requieren para producir la licuefacción. Los limitados datos que se tienen permiten suponer que hay pocas posibilidades de licuefacción, cualquiera que sea el número de ciclos o de incremento de carga, si la compacidad relativa del suelo es mayor del 70 por ciento.

Las voladuras y las ondas de choque producidas por el impacto de las máquinas excavadoras también pueden causar la licuefacción de las arenas muy sueltas y los limos no cohesivos, en los que unos pocos ciclos de esfuerzos repetidos son suficientes para crear grandes presiones intersticiales. Estos depósitos deben considerarse como potencialmente peligrosos para cualquier trabajo de construcción y debe subsanarse ese defecto cuando se utilicen para estructuras permanentes.

Esfuerzo neutro debido a la tensión capilar. La tensión capilar puede producir un esfuerzo neutro negativo que aumente la resistencia a esfuerzo cortante del suelo. La arena húmeda debe la propiedad de po-

184 *Propiedades ingenieriles del suelo y de la roca*

derse aglutinar y mantener la forma a la tensión capilar de la fina película de agua entre los granos. Los meniscos de pequeño radio desarrollan altos esfuerzos de tracción en las cuñas de humedad lo cual mantiene los granos en rígido contacto (figura 3.40).

Las arenas finas y los limos que estén por arriba del nivel freático y dentro de la zona de ascensión capilar, deben su resistencia a la tensión

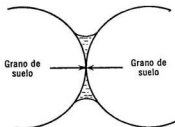


Fig. 3.40 El esfuerzo neutro debido a la tensión capilar produce compresión entre los granos del suelo.

capilar que produce un esfuerzo efectivo en la estructura del suelo. En estos suelos se pueden hacer, frecuentemente, excavaciones profundas con paramentos de gran pendiente, debido a esta resistencia; pero si el suelo se seca completamente o se inunda, se destruye la tensión capilar y la resistencia se reduce. Muchas fallas son debidas a esa pérdida de resistencia por la reducción de la tensión capilar.

Una muestra saturada de arena fina o limo mantendrá su forma durante una prueba de compresión sin confinar debido a que la tensión capilar produce un esfuerzo efectivo positivo σ_3 . Si la muestra es suelta se destruirá finalmente, cuando la carga produzca una reducción del volumen de los poros, que lleva aparejada el incremento del esfuerzo neutro. Si la muestra es compacta se expandirá y se desarrollará aún una mayor tensión capilar.

3 : 15 **DEFORMACION Y RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS SATURADOS** 3:8, 3:10, 3:12

El esfuerzo cortante en un suelo cohesivo saturado (arcilla) es más complejo que en la arena o la grava. Igual que el suelo no cohesivo, la arcilla está formada por partículas separadas que tienen que deslizarse o rotar para que se produzca el esfuerzo cortante; sin embargo, hay algunas diferencias significativas. Primera, el suelo es relativamente compresible; por lo tanto, la carga que se aplica a la arcilla saturada es soportada

inicialmente por el esfuerzo neutro y no se transmite a la estructura del suelo. Segunda, la permeabilidad de las arcillas es tan baja que el esfuerzo neutro producido por la carga se disipa muy lentamente; por consiguiente pueden pasar meses y hasta décadas antes que la estructura del suelo sienta los efectos del aumento de esfuerzo. Tercera, hay fuerzas importantes que se desarrollan entre las partículas de arcilla por sus mutuas atracciones y repulsiones.

Velocidad de aplicación de la carga. Debido a la lentitud de los cambios en el esfuerzo neutro y el correspondiente cambio lento en el esfuerzo efectivo, la resistencia de una arcilla se define en términos de la disipación del esfuerzo neutro. Se definen tres condiciones básicas:

Esfuerzo cortante con drenaje (también llamado consolidación con drenaje o lenta (S)): Los esfuerzos de confinamiento y cortante se aplican tan lentamente que el esfuerzo neutro no cambia por las cargas que se añaden; el esfuerzo aplicado produce un aumento igual en el esfuerzo efectivo y el suelo se consolida completamente.

Esfuerzo cortante sin drenaje y con consolidación (también llamado rápido con consolidación (R)): El esfuerzo de confinamiento se aplica tan lentamente que el esfuerzo neutro no cambia y el suelo se consolida completamente por el aumento del esfuerzo efectivo; sin embargo, el esfuerzo cortante se aplica tan rápidamente que el esfuerzo neutro toma este cambio y no se produce consolidación posterior o aumento en el esfuerzo efectivo.

Esfuerzo cortante sin drenaje (también llamado sin consolidar y sin drenaje o rápido (Q)): Los esfuerzos de confinamiento y cortante se aplican tan rápidamente que el esfuerzo neutro toma toda la carga añadida y no hay cambio en la humedad del suelo.

Esfuerzo cortante con drenaje. Consolidación y esfuerzo-deformación. En el esfuerzo cortante con drenaje no hay cambio en el esfuerzo neutro y cualquier aumento en el esfuerzo total produce un aumento correspondiente en el esfuerzo efectivo. El suelo se consolida reduciéndose la relación de vacíos y la humedad.

La consolidación del suelo se produce en dos etapas: la primera se produce durante la adición del esfuerzo de confinamiento y la segunda durante la adición del esfuerzo axial que produce el esfuerzo cortante. Aunque el mecanismo es análogo al de la consolidación unidimensional explicado en la sección 3:6, la curva de esfuerzo-relación de vacíos es diferente, porque los campos de esfuerzos son diferentes. En la prueba de consolidación convencional donde $\epsilon_2 = \epsilon_3 = 0$, el esfuerzo lateral $\sigma_2 = \sigma_3$ es una fracción constante, K , del esfuerzo vertical, σ_1 . En la figura 3.41a se dieron las sucesivas circunferencias de Mohr para los aumentos de carga en este ensayo de consolidación. Las posiciones sucesivas de un punto en

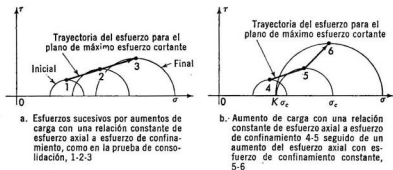


Fig. 3.41 Traectoria del esfuerzo en el plano de esfuerzo cortante máximo en compresión triaxial.

las circunferencias que representan un plano determinado en el suelo, se denominan *trayectoria del esfuerzo* para ese plano.^{3:20} La trayectoria del esfuerzo es el lugar geométrico de las combinaciones de los esfuerzos cortante y normal que resultan de una secuencia de cargas en el suelo. El plano particular de interés puede ser el de máximo esfuerzo cortante (línea 1-2-3) o el plano en el que se producirá eventualmente la falla.

En una prueba con drenaje la trayectoria del esfuerzo puede ser diferente. La consolidación inicial es, o hidrostática con $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$, o anisótropa con $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$. Después de la consolidación el esfuerzo lateral se mantuvo constante y el esfuerzo vertical aumentó, figura 3.41b. Las trayectorias del esfuerzo en el plano de esfuerzo cortante máximo (línea 4-5-6) (o el plano de falla potencial) son diferentes de la trayectoria para una simple consolidación unidimensional.

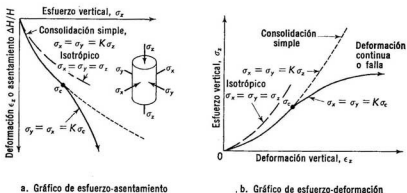


Fig. 3.42 Esfuerzo-deformación en el esfuerzo cortante con drenaje o lento. Consolidación simple que sigue al aumento del esfuerzo axial.

Los resultados de la consolidación tridimensional se pueden representar de varias maneras, figura 3.42: una curva de esfuerzo-asentamiento similar a la de la figura 3.10b o una curva de esfuerzo-deformación similar a la de un suelo no cohesivo. La deformación incluye la deformación elástica de la masa de suelo y el cambio de relación de vacíos.

La simple prueba de consolidación unidimensional implica una trayectoria especial del esfuerzo, figura 3.41a, que describe el aumento del esfuerzo en estratos compresibles relativamente delgados confinados entre otros más rígidos. La trayectoria del esfuerzo para estratos gruesos de suelos compresibles se acerca más al de la figura 3.41b y la curva de esfuerzo-asentamiento, figura 3.42a, es algo diferente. Por lo tanto, si la prueba es para dar una indicación precisa del verdadero asentamiento, la trayectoria del esfuerzo en el laboratorio debe ser la misma que para la carga en la obra. El seguir la trayectoria real del esfuerzo en el laboratorio no siempre es práctico. El ensayo convencional unidimensional se usa con la debida tolerancia por los errores que envuelve.

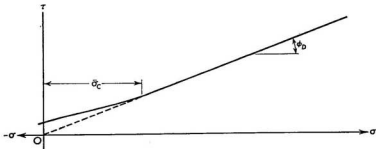


Fig. 3.43 Envolvente de Mohr de una arcilla saturada sometida a esfuerzo cortante con drenaje (consolidación con drenaje o lenta).

Resistencia en el esfuerzo cortante con drenaje. Como resultado de la consolidación la humedad y el espaciamiento entre las partículas se reducen y la ligazón entre las partículas se aumenta en proporción al esfuerzo de confinamiento que supera la resistencia a compresión. Por lo tanto, la resistencia aumenta en proporción al aumento del esfuerzo de confinamiento efectivo. La envolvente de Mohr es una línea recta que pasa por el origen de coordenadas, figura 3.43.

El ángulo de la envolvente de Mohr se llama *ángulo de resistencia al esfuerzo cortante* o *de fricción interna aparente* y se designa por ϕ_c o ϕ_{cd} ; los valores típicos están entre 15 y 30 grados. Los ángulos mayores corresponden a las arcillas que tienen índices de plasticidad de 5 a 10, mientras que los valores más bajos corresponden a arcillas con índices de plasticidad

de 50 a 100. Esto es una verificación del efecto de la repulsión de las partículas y de la adsorción del agua sobre la adherencia de las partículas, ya que un índice de plasticidad alto indica alta adsorción de agua y repulsión, gran separación entre las partículas y, en consecuencia, menor atracción entre las mismas.

Cuando la arcilla ha sido preconsolidada a un esfuerzo σ'_c y se descarga, las partículas no vuelven a su separación original, ni a la alta relación de vacíos que previamente tenía; en consecuencia, la fuerza atractiva entre las partículas no se reduce y la resistencia a esfuerzos inferiores a los de la carga de preconsolidación no sigue siendo proporcional a la presión efectiva de confinamiento, sino que es algo más alta (figura 3.43).

La resistencia por arriba de la carga de preconsolidación está dada por la expresión:

$$s = p' \tan \phi_D. \quad (3:32a)$$

Por debajo de la carga de preconsolidación la resistencia debe obtenerse directamente del diagrama de Mohr. La parte curva de la envolvente puede aproximarse a una línea recta que tenga la ecuación

$$s = c' + p' \tan \phi'. \quad (3:32b)$$

En esta expresión c' es la ordenada correspondiente a la intersección de la envolvente con el eje τ y ϕ' es el ángulo que esa línea recta forma con el eje σ .

El esfuerzo cortante con drenaje representa la condición de resistencia que se desarrolla en un suelo por un cambio de esfuerzo a largo término; sin embargo, se puede usar en cualquier problema que envuelva esfuerzo cortante en arcillas saturadas para determinar el esfuerzo efectivo en la falla, conociendo los esfuerzos total y neutro. Es especialmente útil en los análisis que comprendan cambios complejos de carga y presión de agua. La prueba de esfuerzo cortante con drenaje toma tiempo; sin embargo, la envolvente de Mohr para esta condición se puede trazar con bastante aproximación con los resultados del ensayo de consolidación sin drenaje.

Esfuerzo cortante con consolidación y sin drenaje. En este caso el suelo se consolida completamente por efecto del esfuerzo de confinamiento σ_3 , con la correspondiente reducción de la relación de vacíos y de la humedad. La carga axial se incrementa rápidamente en la cantidad $\Delta\sigma_1$, sin cambios en la relación de vacíos y en la humedad, hasta que ocurra la falla. El esfuerzo principal mayor total en la falla es $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_1$, y el esfuerzo principal menor total es σ_3 . Como no se produce drenaje o consolidación desde el momento en que se añade la carga $\Delta\sigma_1$, ésta es soportada enteramente por el esfuerzo neutro $\Delta u = \Delta\sigma_1$. Como la presión de agua en cualquier punto es la misma en todas direcciones, de acuerdo con las leyes de la hidrostática, el esfuerzo neutro producido por $\Delta\sigma_1$ se

ejerce en las direcciones de σ_1 y de σ_3 . Los esfuerzos efectivos en la falla son, por lo tanto,

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - \Delta u = \sigma_3 + \Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_1 = \sigma_3,$$

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - \Delta u = \sigma_3 - \Delta\sigma_1.$$

El dibujo de estas presiones efectivas dará la envolvente de Mohr para el esfuerzo cortante con drenaje; sin embargo, si se dibujan los esfuerzos totales (figura 3.44) se producirá otra envolvente diferente porque las

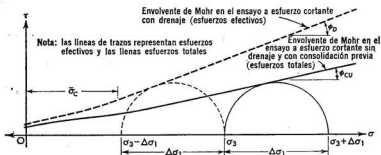


Fig. 3.44 Envolvente de Mohr de una arcilla saturada sometida a esfuerzo cortante con consolidación y con drenaje (rápida con consolidación R).

circunferencias son desplazadas horizontalmente $\Delta\sigma_1$ a la derecha. La envolvente aparente de Mohr de los esfuerzos totales también será una línea recta que pasa por el origen de coordenadas por arriba de la carga de preconsolidación y tendrá un ángulo aparente de resistencia a esfuerzo cortante, ϕ_{cu} , que es alrededor de la mitad de ϕ_D . La ecuación para la resistencia a esfuerzo cortante por arriba de la carga de preconsolidación es:

$$\tau = \bar{p} \tan \phi_{cu}. \quad (3:33)$$

La prueba con consolidación sin drenaje se emplea frecuentemente para obtener ϕ_D , dibujando los esfuerzos efectivos en vez de los totales. En esta prueba se emplea menos tiempo que en la de consolidación y con drenaje y la envolvente efectiva calculada es aproximadamente igual a la obtenida con drenaje. Durante el ensayo se puede medir el esfuerzo neutro, para facilitar el dibujo de la envolvente efectiva, pero esto requiere gran habilidad y un aparato complicado.

En la prueba de esfuerzo cortante con consolidación y sin drenaje se representa la condición de una arcilla que primero se ha consolidado totalmente por el peso de una estructura y que posteriormente es sometido a un aumento rápido del esfuerzo por una construcción adicional o por una

carga accidental anormal. Se emplea frecuentemente en el análisis de las cimentaciones de los terraplenes en que la construcción dura más tiempo que el período que se requiere para que el suelo se consolide apreciablemente.

Presión intersticial. En los análisis previos de presiones efectivas se supuso que el incremento de presión axial, $\Delta\sigma_1$, se refleja totalmente en el cambio de presión intersticial, Δu . Esto implica que el cambio de volumen del agua bajo el efecto de la carga es despreciable comparado con el de la estructura del suelo. Sin embargo, en algunos suelos, muchas rocas y ciertas condiciones de carga, esto no es cierto. Una relación más general que incluye el efecto de un cambio en σ_3 es:

$$\Delta u = A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3). \quad (3:34)$$

En esta relación A es el *coeficiente de presión intersticial* que expresa el efecto del cambio de la diferencia de los esfuerzos principales.^{3:16} Para muchas arcillas saturadas no consolidadas A es aproximadamente igual a 1.

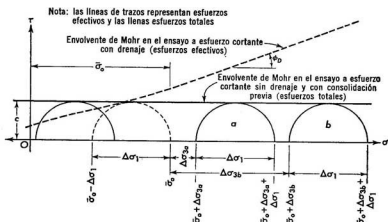


Fig. 3.45 Envolvente de Mohr de una arcilla saturada, sometida a esfuerzo cortante sin drenaje (sin consolidación y sin drenaje, rápida, Q).

Para las arcillas altamente preconsolidadas o las mezclas compactas de arcilla y arena, un aumento en el esfuerzo cortante, expresado por $\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3$, produce un aumento en el volumen, similar al aumento de volumen del suelo no cohesivo compacto durante la aplicación del esfuerzo cortante; para estos suelos $A < 0$. Para las arcillas ligeramente preconsolidadas y para algunos rellenos, A está entre 0.25 y 0.75. En las arcillas que tienen una estructura floculada altamente desarrollada el esfuerzo cortante puede

producir la destrucción de la estructura, similar a la que produce el esfuerzo cortante en un suelo no cohesivo suelto. En estas arcillas susceptibles el valor de A puede ser mayor que 1. El valor correcto de A , para problemas de ingeniería, sólo se puede determinar por ensayos que midan el esfuerzo neutro debido a una carga que se aproxime a la trayectoria del esfuerzo en la masa de suelo.

Esfuerzo cortante sin drenaje. En este caso, tanto el esfuerzo de confinamiento como el cortante se aplican tan rápidamente que no se produce consolidación. La relación de vacíos y la humedad no cambian y el esfuerzo neutro toma toda la carga que se adiciona. El suelo soportaba inicialmente una presión de sobrecarga, σ'_0 (o una carga de preconsolidación σ'_c), bajo la cual se consolidó, quedando establecida su relación de vacíos, humedad y separación entre las partículas. La resistencia del suelo debida a este esfuerzo efectivo inicial se puede obtener de σ'_0 , usando la envolvente de Mohr para esfuerzo cortante con drenaje mostrada en la figura 3.45. Un aumento en la presión de confinamiento, $\Delta\sigma_3$, es tomado por el esfuerzo neutro, y la relación de vacíos, la separación entre partículas y la resistencia resultante del suelo no cambian. Un aumento en la carga axial, $\Delta\sigma_1$, también es tomada por el esfuerzo neutro y de igual modo, no produce cambios en la relación de vacíos o la humedad. Las condiciones de los esfuerzos durante la aplicación de la carga se indican en la tabla siguiente, suponiendo que el coeficiente de presión intersticial, $A = 1$.

Carga	Esfuerzo total	Esfuerzo neutro	Esfuerzo efectivo
Sobrecarga de tierra	$\sigma_1 = \sigma'_0$ $\sigma_3 = \sigma'_0$ *	$u = 0$ $u = 0$	$\sigma'_1 = \sigma'_0$ $\sigma'_3 = \sigma'_0$ *
Añadiendo esfuerzo de confinamiento $\Delta\sigma_3$	$\sigma_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma_3$ $\sigma_3 = \sigma'_0 + \Delta\sigma_3$	$u = \Delta\sigma_3$ $u = \Delta\sigma_3$	$\sigma'_1 = \sigma'_0$ $\sigma'_3 = \sigma'_0$
Añadida la carga axial, $\Delta\sigma_1$	$\sigma_1 = \sigma'_0 + \Delta\sigma_3 + \Delta\sigma_1$ $\sigma_3 = \sigma'_0 + \Delta\sigma_3$	$u = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3$ $u = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_3$	$\sigma'_1 = \sigma'_0$ $\sigma'_3 = \sigma'_0 - \Delta\sigma_1$

* En muchos casos el esfuerzo principal menor, debido a la sobrecarga de tierra, será menor que el esfuerzo principal mayor, pero esto no altera los efectos del esfuerzo neutro descritos en la tabla.

El esfuerzo principal menor efectivo es independiente del esfuerzo de confinamiento adicionado σ_3 y, por lo tanto, el esfuerzo principal mayor efectivo en la falla y la resistencia, dependen solamente del esfuerzo inicial debido a la sobrecarga σ'_0 y de la envolvente de los esfuerzos efectivos (de corte con drenaje). La representación gráfica de los esfuerzos totales es una serie de circunferencias de Mohr, las líneas llenas de la figura 3.45. Todas tienen el mismo diámetro (ya que son, en realidad, la misma circunferencia) y la envolvente resultante de los esfuerzos totales es una línea recta horizontal. Como puede verse en el diagrama, la orde-

nada de la envolvente en el origen τ es aproximadamente igual a la resistencia a esfuerzo cortante del suelo en su condición original, esto es, consolidado por el esfuerzo de la sobrecarga de tierra, σ'_0 . La magnitud de la ordenada en el origen se designa por c y se llama cohesión del suelo. La resistencia del suelo sin drenaje se puede expresar por la ecuación:

$$s = c. \quad (3:35a)$$

El ángulo de fricción interna aparente, φ_U , es cero; sin embargo, el ángulo del plano de falla α , se determina por la ecuación 3:29b, usando φ_D , y no es 45° , como se podría suponer siendo $\varphi_U = 0$.

La resistencia sin drenaje representa la resistencia que tiene un suelo natural. Como en la mayoría de los casos el proceso constructivo es más rápido que la consolidación, la resistencia sin drenaje es la que se emplea en la mayoría de los proyectos. Aun en los casos en que la construcción sea tan lenta que se pueda tener algún aumento en la resistencia, se usa frecuentemente la resistencia sin drenaje, porque ésta es la resistencia mínima y, por lo tanto, conservadora. Se deben tomar precauciones para usar la resistencia a esfuerzo cortante sin drenaje en los problemas en que el esfuerzo final es menor que la sobrecarga de tierra original, como son los casos de proyectos de entibación de excavaciones o en el estudio de deslizamientos. Cuando el trabajo se realiza en un lapso tan breve que el suelo no tenga tiempo de expandirse, se aplica la resistencia sin drenaje, pero si el trabajo se realiza en un tiempo largo, el suelo se debilitará y no sería seguro usar la resistencia sin drenaje.

La resistencia sin drenaje depende del esfuerzo original debido a la sobrecarga de tierra, σ'_0 o σ'_e , y de la envolvente de Mohr con drenaje. En un suelo compresible como la arcilla, el esfuerzo debido a la sobrecarga de tierra está relacionado con la relación de vacíos por la curva esfuerzo-relación de vacíos; por lo tanto, la resistencia sin drenaje de una arcilla saturada aumenta con la disminución de la relación de vacíos y también de la humedad. En las arcillas normalmente consolidadas la representación gráfica del logaritmo de la resistencia sin drenaje en función de la humedad o de la relación de vacíos, es aproximadamente una línea recta.

Prueba de compresión sin confinar de arcilla saturada. Como la resistencia sin drenaje es la misma cualquiera que sea la presión de confinamiento, se puede determinar la resistencia con presión de confinamiento igual a cero. La resistencia está dada por:

$$s = \frac{1}{2} q_u = c, \quad (3:35b)$$

en la que q_u , resistencia a compresión sin confinar, es igual a σ_1 en la falla cuando σ_3 es igual a cero.

Sensibilidad. Si una muestra inalterada de arcilla saturada se amasa completamente sin cambiar su humedad y se prueba, se encontrará que la resistencia sin drenaje se ha reducido. Esto se debe a la destrucción de la estructura del suelo y a una pérdida de la fuerza atractiva entre las partículas y las ligaduras. En las arcillas que tienen estructura dispersa esta pérdida es pequeña, pero en las que tienen estructura muy floclada o en los suelos de estructura esquelética bien desarrollada, la pérdida de resistencia puede ser grande. La razón entre la resistencia de la muestra inalterada y la remoldeada se define como la *sensibilidad*, S_t :

$$S_t = \frac{c \text{ (inalterada)}}{c \text{ (remoldeada)}} = \frac{q_u \text{ inalterada}}{q_u \text{ remoldeada}} \quad (3:36)$$

TABLA 3 : 5 VALORES TÍPICOS DE SENSIBILIDAD

Arcillas de plasticidad media, normalmente consolidadas	2-8
Muy flocladas, arcillas marinas	10-80
Arcillas de plasticidad baja a media, preconsolidadas	1-4
Arcillas fisuradas, arcillas con vetas de arena	0.5-2

La arcilla sensible alcanza una *resistencia máxima* similar a la de la arena compacta y se vuelve más débil al aumentar la deformación, figura 3.46. La resistencia que se conserva después de grandes deformaciones es la *resistencia residual* y es aproximadamente igual a la de la arcilla remoldeada.

Esfuerzo-deformación en esfuerzo cortante sin drenaje. La relación de deformación a esfuerzo en el esfuerzo cortante sin drenaje, no comprende cambio de volumen, o éste es muy pequeño, sino solamente distorsión de la masa (el módulo de Poisson está cerca de 0.5). La forma de la curva, figura 3.46, depende en gran parte de la ligazón entre las

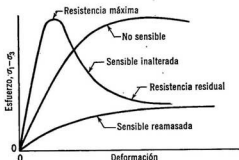


Fig. 3.46 Esfuerzo-deformación en arcillas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje.

partículas, impuesta por la preconsolidación y por la estructura. En las muestras inalteradas de arcilla la parte inicial de la curva es recta, reflejando probablemente la distorsión de las ligaduras. La curva se aplanará conforme aumenta el número de ligaduras que se rompen. El mismo suelo reamasado sin cambiar la humedad, tiene una curva de esfuerzo-deformación más aplanada. La diferencia entre el suelo inalterado y el reamasado es mayor en las arcillas sensibles. Debido a sus estructuras floculadas y a la ligazón entre arista y cara, estas arcillas son relativamente rígidas y el valor de E es mucho más alto para una humedad determinada, que en las arcillas no sensibles con una estructura más orientada. Cuando se rompe la estructura por el remoldeo, el valor de E es sólo una fracción del que tenía cuando estaba inalterada.

Resistencia anisótropa. Debido a la estratificación o a la orientación de los minerales, muchos suelos son más fuertes y más rígidos en una dirección que en otra. Es necesario tener en cuenta la anisotropía al evaluar la elasticidad y la resistencia. Los ensayos de suelo se hacen dándole a éste diferentes orientaciones; un programa mínimo de ensayos debe comprender esfuerzo cortante paralelo y perpendicular a la estratificación. La resistencia se representa por dos envolventes de Mohr, una mínima, generalmente el esfuerzo cortante paralelo a la estratificación y una máxima, perpendicular a dicha estratificación. Se pueden representar otras para condiciones intermedias.

Arcillas con fisuras. Algunas arcillas naturales se agrietan o fisuran por desecación, por altos esfuerzos de sobrecargas de tierra que producen fracturas locales o por alteraciones físico-químicas y meteorización. Con frecuencia estas fisuras parecen estar cerradas, pero siguen siendo planos de debilitamiento y conductos para las filtraciones. La resistencia de estas arcillas depende de la orientación de las grietas y fisuras y del efecto de los cambios de esfuerzo y la filtración del agua en la arcilla, a lo largo de las fisuras. Los resultados de las pruebas de laboratorio que se hagan con porciones de arcilla intacta entre fisuras, son erróneos; deben emplearse muestras mayores que incluyan las fisuras. Los ensayos con drenaje son los mejores, ya que las fisuras permiten la disipación del esfuerzo neutro más rápidamente que en las arcillas corrientes. Si las grietas tienen una orientación determinada, se pueden desarrollar envolventes de Mohr máxima y mínima, similares a las de los materiales anisótropos.

3:16 RESISTENCIA DE LOS SUELOS COHESIVOS PARCIALMENTE SATURADOS

En el esfuerzo cortante de los suelos cohesivos parcialmente saturados están implicadas las mismas fuerzas que en los suelos cohesivos satura-

dos; sin embargo, el esfuerzo neutro en los poros del suelo es una combinación compleja de tensión capilar y presión de gas que depende del grado de saturación y del tamaño de los poros. Es difícil, si no imposible, determinar los esfuerzos efectivos en suelos parcialmente saturados, lo que hace que se emplee generalmente la envolvente de los esfuerzos totales para expresar los resultados de los ensayos (figura 3.47). La envolvente de Mohr es generalmente una curva, con un valor de τ en el origen y con pendiente decreciente a medida que aumentan los esfuerzos normales. El

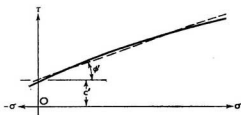


Fig. 3.47 Envolvente de Mohr de esfuerzos totales para arcillas parcialmente saturadas.

valor de τ en el origen de coordenadas es probablemente la resultante de la combinación de la tensión capilar en los poros y la ligazón de las partículas debida a la preconsolidación. La pendiente inicial más pronunciada es el resultado de la consolidación del suelo por efecto del aumento de la presión de confinamiento y es comparable al esfuerzo cortante con drenaje de las arcillas saturadas. El suelo se consolida por el aumento de presión, sin embargo, el grado de saturación aumenta, la tensión capilar disminuye y puede llegar a producirse una presión intersticial positiva. Esto es comparable al esfuerzo cortante sin drenaje y produce una envolvente de Mohr que se acerca a una asíntota horizontal. La resistencia para cualquier presión de confinamiento se toma directamente de la envolvente. Por conveniencia la envolvente curva se aproxima generalmente a una línea recta que tiene la ecuación:

$$s = c' + p \tan \phi', \quad (3:37)$$

en la que c' es el valor de τ en el origen de las coordenadas y ϕ' (o algunas veces ϕ') es el ángulo de resistencia a esfuerzo cortante. Se puede trazar más de una línea recta como aproximación de una envolvente curva, depende de qué parte de la envolvente es más importante en ese caso particular. Por tanto, c' y ϕ' deben considerarse como constantes empíricas y no como propiedades del suelo. El ángulo aproximado del plano de falla, α , se puede hallar gráficamente o por la ecuación 3:29b.

Las arcillas parcialmente saturadas a menudo se convierten en saturadas debido a lluvias intensas o a la elevación del nivel freático, por lo

tanto, la resistencia de las arcillas parcialmente saturadas no debe usarse en los estudios de problemas prácticos, a menos que el suelo esté permanentemente en esas condiciones. Frecuentemente las arcillas parcialmente saturadas se saturan en el laboratorio y después se prueban como arcillas saturadas, para obtener los datos para los proyectos. La saturación es ayudada por la *contrapresión*, el esfuerzo neutro sumado con el aumento de confinamiento.

3:17 RESISTENCIA DEL SUELO CEMENTADO Y DE LA ROCA 3:18, 3:22

Muchas rocas y suelos cementados están constituidos por granos minerales relativamente rígidos unidos directamente por las ligazones de los cristales entre las partículas o por un material cementado entre los granos. Cuando se aplica la carga se distorsionan las ligaduras; los granos también se distorsionan pero generalmente en menor grado.

En todos los casos se producirá alguna reducción de volumen. La reducción de volumen será mucho mayor en aquellos materiales que tengan abundantes poros abiertos que en las rocas sólidas, como el mármol, en el que el cambio de volumen se produce en los cristales minerales.

El aumento del esfuerzo cortante produce un aumento de deformación con un alto y casi constante E en las primeras etapas de la carga, lo cual refleja el estiramiento de los cristales o de las ligazones cementantes. La falla se produce en forma casi repentina con la rotura de las ligazones.

Resistencia de la roca. La envolvente de Mohr para la mayoría de las rocas intactas y de los suelos cementados, figura 3.48a, es similar a la de los suelos parcialmente saturados, pero al principio es más pendiente y la curva más aguda con alguna resistencia a tracción y una gran resistencia a esfuerzo cortante sin presión de confinamiento. Esta envolvente se puede aproximar a una línea recta con los parámetros de la resistencia

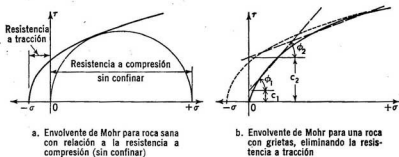


Fig. 3.48 Envolvente de Mohr en una roca.

ϵ' y φ' como en las arcillas parcialmente saturadas. Algunas veces la envolvente tiene tanta curvatura que para hacer la aproximación se requieren dos líneas rectas y dos grupos de parámetros, c_1 , φ_1 y c_2 , φ_2 , para dos variaciones en el esfuerzo normal.

Influencia de los defectos. Muchas rocas son anisótropas; además, el comportamiento a esfuerzo-deformación y la falla de la mayoría de las formaciones de roca están regidos por las juntas, los planos de estratificación y otros defectos o discontinuidades. Por lo tanto, una evaluación real de la resistencia y de la elasticidad debe incluir estos defectos y sus orientaciones. Se determinan familias de envolventes de Mohr como para los suelos fisurados o anisótropos. A través de las juntas el esfuerzo de tracción es cero y el esfuerzo cortante sin confinamiento es pequeña, figura 3:48b. A altos niveles de confinamiento la influencia de los defectos es pequeña, a menos que las grietas estén rellenas con suelo u otro material diferente de la roca.

El esfuerzo cortante a través de las juntas no meteorizadas y de los planos de estratificación se parecen al de los suelos no cohesivos compactos. La resistencia máxima refleja las irregularidades de las superficies y la resistencia residual refleja la fricción entre roca y roca.

El comportamiento a esfuerzo-deformación puede ser en gran parte el resultado del cierre de las grietas, particularmente cuando los esfuerzos de confinamiento son bajos. En estos materiales el valor de E es errático y bajo para presiones de confinamiento bajas. Puede aumentar repentinamente cuando la deformación de la masa es suficiente para cerrar las grietas.

Efecto de la presión intersticial. Hay poca información sobre el efecto de la presión intersticial en las rocas. Las rocas más porosas como las areniscas, con relaciones de vacíos que exceden 0.2, se comportan como los suelos. El coeficiente de esfuerzo neutro, N , varía entre 0.75 y 1. El coeficiente de presión intersticial, A , es corrientemente bastante menor que 1, debido a la rigidez de la estructura de los granos.

En las rocas sólidas intactas como los mármoles y granitos, con relaciones de vacíos menores que 0.03, la presión intersticial tiene poco efecto, lo cual sugiere que el coeficiente de esfuerzo neutro, N , esté cerca de cero. Para relaciones de vacíos intermedias los valores de N son probablemente intermedios; sin embargo, no hay suficientes datos para definir la transición. El problema es mayormente académico debido a que las grietas predominan sobre los poros en la mayoría de las rocas. La roca como un todo, incluyendo las grietas, se comporta como si N fuera igual a 1.

3:18 FLUENCIA

La mayoría de los datos de que se dispone sobre deformación y resistencia de los suelos y de las rocas están basados en ensayos de laboratorio

de relativamente corta duración, generalmente de unos pocos minutos a unas cuantas horas y raramente de más de una semana; en realidad, sin embargo, los esfuerzos se mantienen por años o por centurias. Se ha observado que las cargas aplicadas durante largo tiempo producen pequeñas deformaciones continuas; este fenómeno se denomina *fluencia*.

La fluencia se observa en la mayoría de los materiales cuando están sometidos a altos y prolongados esfuerzos. En las obras en que los metales están sometidos a altas temperaturas éste es un factor crítico. En los suelos

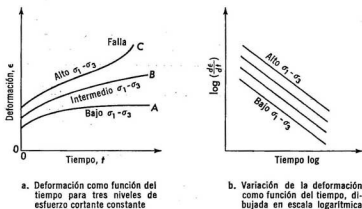


Fig. 3.49 Fluencia en suelos o en roca.

es difícil de identificar la fluencia debido a los múltiples factores ambientales importantes que producen las deformaciones. Sin embargo, las limitadas observaciones que se han hecho han demostrado que en los suelos y en las rocas se produce una deformación continua con niveles constantes de esfuerzos y esto, por lo tanto, debe tenerse en cuenta en los proyectos.

En la figura 3.49 se muestra una representación típica de la deformación en función del tiempo.^{3,123} Para un esfuerzo cortante constante de bajo nivel, la deformación aumenta en proporción decreciente y se aproxima a un límite, como indica la curva A. La deformación que se mide en una prueba convencional de laboratorio es solamente una porción de la deformación límite. Por lo tanto, el módulo de elasticidad, E , que se tiene en tal caso es mayor que el límite, E_u . Los limitados datos disponibles sugieren que para bajos esfuerzos, E_u/E es constante.

Para esfuerzos más altos la determinación continúa indefinidamente en proporción decreciente, como indica la curva B. Si se dibuja el logaritmo de la deformación como función del logaritmo del tiempo se obtendrá,

aproximadamente, una línea recta para cualquier nivel de esfuerzo, figura 3.49b.

Cuando los esfuerzos están próximos a la falla, como se define en una prueba convencional, la proporción de la deformación primero decrece conforme aumenta el tiempo y después aumenta bruscamente, terminando en la falla, como se indica en la curva C, figura 3.49a.

El nivel de los esfuerzos susceptibles de provocar fluencia, τ_c , parece que es aproximadamente el mismo para muchas arcillas:

$$0.3s < \tau_c < 0.9s. \quad (3:38)$$

En esta expresión s es la resistencia a esfuerzo cortante para un esfuerzo de confinamiento dado, como se determina en los ensayos convencionales que duran unas cuantas horas a lo más. El esfuerzo cortante en el que la fluencia se hace apreciable, $\tau_c = 0.3s$, se denomina algunas veces esfuerzo de *iniciación*. Los esfuerzos en las cimentaciones están, generalmente, por debajo de $0.3s$ o ligeramente por arriba de ella; por consiguiente, la fluencia rara vez tiene importancia en cimentaciones bien proyectadas. Los niveles de los esfuerzos en las estructuras para el sostenimiento de tierras, excavaciones abiertas y terraplenes, sí caen corrientemente dentro de la variación por la fluencia; por lo tanto, el efecto de la continua deformación debe tenerse en cuenta en el proyecto.

3:19 PROPIEDADES INGENIERILES DE LA MASA

Para la solución de los problemas de ingeniería en los que intervienen el suelo y la roca se requieren datos cuantitativos de las propiedades ingenieriles de la masa de suelo o de roca afectada; sin embargo, la mayoría de los ensayos se limitan a una porción de la masa y generalmente esa porción es infinitesimal comparada con la masa total. Por consiguiente, dos cuestiones están implicadas en la evaluación de las propiedades de la masa partiendo de las obtenidas de las muestras de ensayo.

Primera, ¿son las muestras de laboratorio representativas de la masa? Esto sólo se puede contestar haciendo un número suficiente de ensayos que definan estadísticamente el rango de valores para cualquier propiedad. Como esto rara vez es posible, las pruebas se deben concentrar en los materiales peores, porque éstos son los que probablemente regirán el proyecto. Si se dispone de un número suficientemente grande de datos, un tratamiento estadístico está justificado. Un proyecto seguro frecuentemente se basa en valores de los peores 10 a 25 percentiles de los valores obtenidos: un décimo o un cuarto de los datos son peores y el resto mejores. Desde luego esto sólo es aconsejable si los materiales buenos y malos están distribuidos al azar en toda la masa; pero si los materiales

peores tienen una distribución bien definida, la zona mala debe tratarse como una entidad separada. Si lo que se requiere es el probable funcionamiento de la masa y las variaciones ocurren al azar, entonces se utilizan las medianas de los datos. Desde luego, esto no tiene sentido a menos que también se defina la posible desviación de la mediana.

La segunda cuestión es: ¿cuáles son los efectos combinados de la estratificación, las grietas, los planos de debilitamiento y otros aspectos geométricos y estructurales de la masa? Estos rara vez se evalúan en las pruebas. Los ensayos en obra, a gran escala, pueden determinar, algunas veces, el efecto de estos detalles estructurales o pueden indicar cómo los defectos alteran las propiedades que se han deducido de las pruebas de laboratorio. En muchos casos se requiere experiencia e intuición (juicio) para interpretar los datos de las pruebas de laboratorio de manera que se puedan emplear en la solución de los problemas de ingeniería.

REFERENCIAS

- 3:1 A. Hazen, "Water Supply", *American Civil Engineers Handbook*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1930.
- ✓3:2 K. Terzaghi y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 2a. ed., 1967.
- 3:3 T. W. Lambe, "The Engineering Behavior of Compacted Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **84**, SM 2, mayo, 1958.
- 3:4 T. K. Tan, "Discussion on Structure Mechanics of Clay", *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **3**, Londres, 1957, p. 87.
- 3:5 Referencia 3:2, p. 73.
- 3:6 A. W. Skempton, "Notes on the Compressibility of Clays", *Quarterly Journal of Geological Society*, Vol. **100**, Londres, 1944, p. 119.
- 3:7 G. F. Sowers, "Soil and Foundation Problems in the Southern Piedmont Region", *Proceedings, ASCE*, Vol. **80**, Separate, 416, 1953.
- 3:8 G. F. Sowers, "Shallow Foundations", *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1961.
- 3:9 T. H. Wu, W. D. Resendiz, R. J. Neukischner, "Consolidation by a Rate Process Theory", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, SM 6, noviembre, 1966.
- 3:10 W. G. Holtz y H. J. Gibbs, "Engineering Properties of Expansive Clays", *Transactions, ASCE*, Vol. **120**, 1956.

- 3:11 G. F. Sowers y C. M. Kennedy, "High Volume Change Clays of the Southeastern Coastal Plain", *Proceedings, 3rd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. II, Caracas, 1967, p. 99.
- 3:12 R. N. Yong y B. P. Warkentin, *Introduction to Soil Behavior*, The Macmillan Company, Nueva York, 1966.
- 3:13 G. F. Sowers, "Strenght Testing of Soils", *Laboratory Shear Testing of Soils*, Special Technical Publication 361, ASTM, 1963, p. 3.
- 3:14 *Laboratory Shear Testing of Soils*, Special Technical Publication 361, ASTM, Philadelphia, 1963.
- 3:15 *Symposium on Direct Shear Testing of Soils*, ASTM Special Technical Publication 131, American Society for Testing Materials, Philadelphia, 1953.
- 3:16 A. W. Bishop y D. J. Henkel, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Shear Test*, 2a. ed., Edward Arnold, Ltd., Londres, 1962.
- 3:17 H. K. Ko y R. F. Scott, "Deformation of Sand at Failure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 94, SM 4, julio, 1968.
- 3:18 B. B. Mazanti y G. F. Sowers, "Laboratory Testing of Rock Strength", *Testing Techniques for Rock Mechanics*, Special Technical Publication 402, ASTM, Philadelphia, 1966.
- 3:19 H. B. Seed y K. L. Lee, "Cyclic Stress Conditions Causing Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 93, SM 1, enero, 1967.
- 3:20 T. W. Lambe, "Stress Path Method", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 93, SM 6, noviembre, 1967.
- 3:21 H. B. Seed y C. K. Chan, "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 85, SM 5, octubre, 1959.
- 3:22 *Testing Techniques for Rock Mechanics*, Special Technical Publication 402, ASTM, Philadelphia, 1966.
- 3:23 A. Sing y J. K. Mitchell, "General Stress-Strain-Time Function for Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 94, SM 1, enero, 1968, p. 21.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR
LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

1. D. W. Taylor, *Research on the Consolidation of Clays*, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1942.
2. *Proceedings of Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, París, 1961.
3. *Proceedings of Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Montreal, 1965.
4. *Proceedings of Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, México, 1969.
5. *Proceedings of the Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, 1960.
- ✓6. T. W. Lambe, *Soil Testing for Engineers*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1951.
7. *Proceedings of Specialty Conference: Design of Structure to Control Settlement*, ASCE, Nueva York, 1964. También Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE, Vol. 90, SM 5, septiembre, 1964.
- ✓8. R. F. Scott, *Principles of Soil Mechanics*, Addison-Wesley Publishing Co., Reading, Massachusetts, 1963.
- ✓9. T. W. Lambe y R. V. Whitman, *Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1969.

PROBLEMAS

- 3:1 a) Calcular la tensión capilar máxima en gramos por centímetro cuadrado en un tubo de 0.001 mm de diámetro.
b) Calcular la ascensión capilar en el tubo en metros.
- 3:2 Calcular la tensión capilar en gramos por centímetro cuadrado y la ascensión capilar teórica en metros, en un suelo en que D_{10} es 0.002 mm, si el diámetro efectivo de los poros es alrededor de $1/5D_{10}$.
- 3:3 Calcular la ascensión capilar en metros en una arena en que D_{10} es 0.2 mm, si el diámetro efectivo de los poros es $1/5D_{10}$.
- 3:4 Una muestra de suelo de 5 cm de diámetro y 12 cm de altura fue sometida a una prueba de permeabilidad; la diferencia de carga es 25 cm y la filtración 1.5 cm³ en 5 minutos. Calcular el coeficiente de permeabilidad en centímetros por segundo.
- 3:5 En un prisma de suelo de 12 cm de largo y 6 cm² de base, el nivel del agua en uno de los extremos del prisma está a 20 cm sobre un plano de referencia; en el otro extremo a 3 cm sobre

el mismo plano; el flujo de agua es de 2 cm³ en 1.5 minutos. Calcular el coeficiente de permeabilidad del suelo, en centímetros por segundo.

- 3:6 Un canal y un río corren paralelamente, separados 45.50 m como promedio. La elevación del agua en el canal es E_1 . 188 m y en el río E_1 . 181 m. Un estrato de arena de 1.50 m de espesor, que está entre dos estratos de arcilla impermeable, atraviesa el canal y el río por debajo del nivel de las aguas. Calcular la pérdida por filtración del canal en metros cúbicos por segundo por kilómetro, si la permeabilidad de la arena es 0.063 cm por segundo.
- 3:7 Un chiquero de madera relleno con tierra se ha colocado como ataguía provisional a través de un río para bajar el nivel del agua y facilitar el trabajo en el lugar. El nivel del agua, aguas arriba está a 6 m sobre el lecho de roca de la corriente y a 1.50 m sobre el lecho de la corriente, agua abajo. La ataguía tiene 61 m de largo a través del río y 9.15 m de ancho. El relleno de la ataguía es grava limo-arenosa de buena graduación que tiene un coeficiente de permeabilidad de 0.0005 cm por segundo. Estimar el gasto a través de la ataguía en litros por hora. Sugerencia: Suponga que la sección transversal promedio del flujo de agua a través de la ataguía es el promedio de las áreas de entrada (6×61) y de salida (1.50×61).
- 3:8 En la figura 3.10a se representa la curva de esfuerzo-relación de vacíos de una arcilla saturada. Calcular el índice de compresión C_c . Hallar por medio de la curva el cambio en la relación de vacíos cuando el esfuerzo cambia de 0.48 kg/cm² a 4.88 kg/cm² y de éste a 48.82 kg/cm². Recalcular el cambio en la relación de vacíos en los dos casos anteriores usando la ecuación 3:16 y comparar estos valores con los hallados directamente de la curva. Explicar las diferencias.
- 3:9 En una prueba de consolidación se obtuvieron estos resultados:

σ	e	σ	e
0.12 kg/cm ²	0.755	1.95 kg/cm ²	0.740
0.24	0.754	3.90	0.724
0.48	0.753	7.81	0.704
0.97	0.750	15.62	0.684

- a) Dibujar la curva de esfuerzo-relación de vacíos en coordenadas semilogarítmicas.
- b) Calcular el índice de compresión.
- c) Si el esfuerzo inicial del suelo es 0.68 kg/cm² y el espesor del estrato es 2.40 m ¿qué esfuerzo es necesario para que el asentamiento final sea de 2 cm?

3:10 Una prueba de consolidación en una muestra de suelo dio las siguientes relaciones de vacíos para el 100% de consolidación.

σ	e_1/e_{-2}	σ	e_1/e_{-2}
0.05 kg/cm ²	1.85	7.81 kg/cm ²	1.22
0.24	1.82	15.62	1.05
0.48	1.77	4.88	1.10
0.97	1.68	0.97	1.20
1.95	1.56	0.24	1.28
3.90	1.39	0.05	1.38

- Dibujar las curvas de esfuerzo-relación de vacíos en coordenadas naturales y semilogarítmicas.
- Calcular el índice de compresión, C_c .
- Hallar el cambio en la relación de vacíos cuando el esfuerzo aumenta de 0.80 kg/cm² a 1.32 kg/cm².
- Si el estrato en (c) tiene inicialmente un espesor de 2.07 m, calcular su asentamiento.
- Si el suelo tiene un coeficiente de consolidación de 18.58 cm² por día y el estrato en (d) drena por ambas caras, calcular el tiempo que se requiere para el 25, 50 y 75 por ciento de la consolidación.

3:11 Un suelo tiene un índice de compresión, C_c , de 0.31; su relación de vacíos para el esfuerzo de 1.27 kg/cm² es 1.04 y su permeabilidad es 3.5×10^{-8} cm por segundo.

- Calcular el cambio en la relación de vacíos si el esfuerzo aumenta a 1.90 kg/cm².
- Calcular el asentamiento en (a) si el espesor del estrato es 4.88 m.
- Hallar el tiempo que se requiere para el 25, 50, 75 y 90 por ciento del asentamiento en el caso (b).

3:12 Dados los esfuerzos principales mayor y menor, 8 kg/cm² y 1 kg/cm² respectivamente, trazar la circunferencia de Mohr. Hallar el máximo esfuerzo cortante y los esfuerzos normal y cortante en un plano que forma un ángulo de 60° con el plano principal mayor.

3:13 Dados los esfuerzos principales mayor y menor, 6.00 kg/cm² y 1.50 kg/cm², respectivamente, trazar la circunferencia de Mohr. Hallar el máximo esfuerzo cortante y los esfuerzos normal y cortante en un plano que forma un ángulo de 60° con el plano principal menor.

3:14 Los esfuerzos normales en dos planos perpendiculares son 18 y 3 kg/cm² y los esfuerzos cortantes son 6 kg/cm². Hallar gráficamente los esfuerzos principales mayor y menor.

- 3:15 Dados los esfuerzos principales mayor y menor, 2.00 kg/cm^2 y 0.50 kg/cm^2 , respectivamente, hallar el máximo esfuerzo cortante y el ángulo del plano en que actúa.
- 3:16 Los esfuerzos cortante y normal en un plano son 1.00 kg/cm^2 y 3.50 kg/cm^2 , respectivamente, y en un segundo plano son 1.95 kg/cm^2 y 1.50 kg/cm^2 .
- Hallar los esfuerzos principales.
 - Hallar los esfuerzos cortante y normal en un plano que forma un ángulo de 30° con el plano principal mayor.
- 3:17 Dados los esfuerzos normales en dos planos perpendiculares de 1.75 kg/cm^2 y 0.60 kg/cm^2 y el esfuerzo cortante en cada uno de 1.15 kg/cm^2 , trazar la circunferencia de Mohr.
- ¿Puede ocurrir tracción en algún plano con estos esfuerzos?
 - Hallar los esfuerzos principales.
 - ¿Cuáles son los esfuerzos cortante y normal en un plano que forme un ángulo de 74° con dirección del esfuerzo principal mayor?
- 3:18 Dado un esfuerzo principal mayor de 3.75 kg/cm^2 , hallar el valor mínimo del esfuerzo principal menor para limitar el esfuerzo cortante a 1.60 kg/cm^2 .
- 3:19 Un cilindro de concreto se ensayó en la forma corriente y se encontró que tenía una resistencia a "compresión" de 241.5 kg/cm^2 . El plano de fractura formaba un ángulo de 63° con el plano principal mayor.
- Trazar la circunferencia de Mohr para el concreto en la fractura. (El esfuerzo principal menor es cero.)
 - Trazar la envolvente de falla de Mohr suponiendo que es una línea recta.
 - Hallar la resistencia a "compresión" (diferencia entre los esfuerzos principales) si el esfuerzo principal menor es 70 kg/cm^2 .
- 3:20 Dado el φ de una arena, encontrar la relación algebraica entre φ y α .
- 3:21 Dado el φ de una arena, encontrar la expresión algebraica para la razón entre los esfuerzos principales mayor y menor cuando ocurre la falla en la arena.
- 3:22 Una muestra de arena sometida al ensayo de esfuerzo cortante triaxial falló cuando el esfuerzo principal menor era de 1.60 kg/cm^2 y el esfuerzo principal mayor de 5.75 kg/cm^2 . Dibujar la circunferencia de Mohr y hallar φ y α .
- 3:23 Una muestra de arena sometida a una prueba de esfuerzo cortante directo falla cuando el esfuerzo normal fue 3.00 kg/cm^2

y el esfuerzo cortante de 2.00 kg/cm^2 . Hallar el ángulo de fricción interna y los esfuerzos principales en la falla.

- 3:24 Dadas las siguientes condiciones de esfuerzos en una arena compacta, angulosa y de buena graduación:

	Plano A	Plano B
Esfuerzo cortante	0.50 kg/cm^2	0.50 kg/cm^2
Esfuerzo normal	1.75 kg/cm^2	1.10 kg/cm^2
¿Ocurrirá falla?		

- 3:25 Una muestra cilíndrica de polvo de roca saturado, compuesta de partículas redondeadas extremadamente finas es sometida a una prueba de compresión sin confinar. El esfuerzo principal menor se produce por la tensión capilar en los poros del suelo que tienen un diámetro efectivo de 0.00075 mm . El ángulo del plano de rotura forma con el esfuerzo principal menor 65° .

a) Dibujar las circunferencias de Mohr para los esfuerzos total y efectivo.

b) Hallar φ y el esfuerzo de compresión necesario para producir la falla.

- 3:26 Un estrato de suelo de 9.15 m de espesor se asienta sobre un lecho de lutita; el nivel freático está a 4.55 m sobre la superficie de la pizarra y la ascensión capilar es de 3.00 m . El suelo tiene una relación de vacíos de 0.35 y el peso específico relativo de los sólidos es de 2.65 . Trazar los diagramas que muestren los esfuerzos verticales total, neutro y efectivo en el depósito de suelo. (Recordar que sobre el nivel freático el esfuerzo neutro es negativo, lo cual denota tracción.)

- 3:27 Una veta fina de arena que tiene una inclinación de 30° intercepta la base de un farallón. El drenaje de la arena está impedido por un derrubio de la ladera. La arena está cubierta por 15 m de arcilla y 1 m de tierra vegetal. La superficie del terreno tiene una pendiente de 30° y hay una grieta vertical a 20 m de la cara del farallón que atraviesa toda la arcilla. La arcilla y la tierra vegetal pesan $1,760 \text{ kg/m}^3$ y el ángulo de fricción interna de la arena es de 40° . ¿A qué altura debe elevarse el agua en la arena antes que el bloque de arcilla se deslice sobre la capa de arena?

- 3:28 La arena del ejemplo 3:7 tiene $k = 75 \times 10^{-8} \text{ cm}$ por segundo. Calcular el régimen de bombeo que producirá la condición de movediza en la arena y el requerido para bajar el nivel del agua 1.50 m debajo de la superficie. La excavación tiene $6 \times 6 \text{ m}$.

- 3:29 Una arcilla saturada en una prueba a esfuerzo cortante con consolidación sin drenaje tenía un φ_{CV} de 12° . Hallar el valor aproximado de φ_D gráficamente.

- 3:30 Una arcilla saturada en una prueba a esfuerzo cortante con drenaje tenía una φ_D de 25° . Hallar el valor aproximado de ϕ_{sv} y la resistencia aproximada a compresión sin confinar, si la presión de la sobrecarga de tierra es de 0.60 kg/cm^2 .
- 3:31 Deducir por medio de la circunferencia de Mohr la relación entre los esfuerzos principales mayor y menor cuando se da c de un ensayo a esfuerzo cortante rápido en una arcilla saturada.
- 3:32 Dados los siguientes datos de una prueba a compresión sin confinar de una arcilla saturada:

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación
0.00	0.0	3.00	0.0170
1.00	0.0035	3.50	0.0270
2.00	0.0080	4.00	0.0650

- a) Dibujar la curva de esfuerzo-deformación.
- b) Hallar la resistencia a esfuerzo cortante, c .
- c) Hallar el módulo de elasticidad promedio para el 40% del esfuerzo de falla.
- 3:33 Una muestra de arenisca fue sometida a una prueba triaxial de esfuerzo cortante y se halló que tenía una cohesión, c , de 140 kg/cm^2 y un ángulo de fricción interna de 37 grados.
- a) ¿Cuál será su resistencia a compresión en un túnel no revestido en el que el esfuerzo de confinamiento es cero y la presión del agua es de 10.5 kg/cm^2 ?
- b) Si la presión del agua aumentara repentinamente a 21 kg/cm^2 debido al golpe de ariete producido por una parada súbita de las turbinas, ¿cuál sería la resistencia a compresión?
- 3:34 Una muestra de esquisto fuertemente laminado tiene una resistencia definida por $c = 42 \text{ kg/cm}^2$ y $\varphi = 42$ grados para el esfuerzo cortante perpendicular a las laminaciones y una resistencia más baja definida por $c = 28 \text{ kg/cm}^2$ y $\varphi = 33$ grados para el esfuerzo cortante paralelo a las laminaciones.
- a) Dibujar las envolventes de Mohr para esta roca.
- b) Hallar las variaciones del ángulo α entre el plano principal mayor y el plano de las laminaciones para el cual la falla, cuando el esfuerzo principal menor es 70 kg/cm^2 , se producirá paralela a las laminaciones. (Sugerencia: Trace las circunferencias de falla para ambas condiciones.) Los valores de α para la circunferencia mayor en los puntos de intersección con la envolvente menor definen las variaciones donde la falla ocurrirá con igual facilidad para ambos mecanismos.

Filtración, drenaje y acción de las heladas

El representante regional de una empresa industrial extendida por toda la nación, adquirió lo que parecía ser el lugar ideal para un almacén y centro de distribución. Era en un pequeño valle próximo a una línea de ferrocarril y a una carretera principal. Después de haber comenzado la construcción se encontró que el alto nivel freático dificultaba el trabajo y que el agua subterránea que fluía hacia el interior de las excavaciones de algunos cimientos hacía imposible el colado del concreto. El primer contratista, desesperado, abandonó el trabajo y otro contratista que trató de continuarlo perdió finalmente su negocio. La empresa industrial no tenía otra alternativa que tirar el proyecto, abandonar la propiedad y comprar un nuevo lugar. La causa de todos estos inconvenientes era el agua subterránea incontrolable, una dificultad que un hombre de negocios sin experiencia en ingeniería difícilmente podría reconocer, pero que pudiera haber sido corregida por un adecuado control de las filtraciones.

Un almacén para jugo de naranja congelado, en un clima caliente, comenzó rápidamente a levantarse con respecto a su nivel original. El movimiento, que no era uniforme, separó los muros y dañó el piso con aislamiento que estaba soportado por un relleno de arena fina de 90 cm de espesor colocado sobre el suelo original de arena limosa. El deterioro del aislamiento del piso aumentó la velocidad del movimiento y en un año se produjo un levantamiento de más de 30 cm. El aislamiento del piso se había colocado incorrectamente y el suelo de abajo se enfrió. Esto aumentó la tensión capilar haciendo que la humedad fluyera hacia arriba y se helara. Se acumularon lentes de nieve en el suelo y finalmente el suelo se heló hasta una profundidad de 3.50 m. La inversión de la corriente de calor producida por el calentamiento del terreno por medio de conductos de aire caliente corrigió temporalmente la dificultad. La solución final del problema fue reemplazar el aislamiento y mantener una

210 Filtración, drenaje y acción de las heladas

corriente de calor dentro del suelo para balancear la pérdida dentro del almacén.

El agua es el ingrediente del suelo que fluctúa con el tiempo y las estaciones y a medida que cambia, pueden cambiar parejamente la resistencia o el volumen del suelo. El control del contenido de agua o humedad, el control del movimiento del agua y la protección contra los daños que causa el movimiento del agua en los suelos, son aspectos de vital importancia en la ingeniería de los suelos. Estos problemas se presentan al hacer excavaciones, construir caminos y aeropistas, proyectar presas de tierra y diques y al construir cimentaciones seguras.

La energía que posee una partícula de agua está en tres formas: *energía potencial*, debida a su altura; *energía de presión*, debida a la presión y *energía cinética*, debida a su velocidad. (La velocidad del agua que fluye a través de los suelos es tan baja, que la energía cinética es prácticamente cero.) La energía del agua se expresa corrientemente como *carga*, una dimensión lineal, en metros, por ejemplo, que realmente expresa kilográmetros por kilogramo. Como la energía es sólo relativa; la carga debe referirse siempre a un punto fijo, generalmente un plano de referencia arbitrario. La carga que posee el agua en los suelos se manifiesta por la altura h , a la cual asciende el agua en un pequeño tubo, con relación al plano de referencia, como se indica en la figura 4.1a. Esta altura a que el agua asciende se llama a menudo nivel *piezométrico*, *superficie piezométrica* o *freática* y es una medida de toda la energía que tiene el agua.

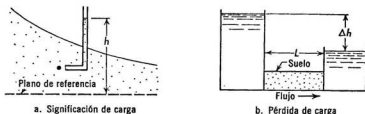


Fig. 4.1 Carga y pérdida de carga.

Si en dos puntos diferentes de una misma masa continua de agua hay cantidades diferentes de energía, habrá un movimiento de las partículas de agua hacia los puntos de menor energía y la diferencia en carga (energía) se gasta en el trabajo de mover el agua. La ley de Darcy expresa la pérdida de carga, Δh , que se requiere para mover el agua a través del suelo la distancia L con un gasto q , por medio de la siguiente fórmula:

$$\Delta h = \frac{qL}{kA}, \quad (4:1)$$

que es simplemente otro modo de escribir la fórmula 3:9 (figura 4.1b). Esto, desde luego, implica que el flujo sea laminar, que es el caso corriente en todos los suelos, excepto las gravas gruesas.

4 : 1 FILTRACION EN SUELO SATURADO, RED DE FLUJO

El flujo del agua a través de un suelo saturado se puede representar esquemáticamente por *líneas de flujo* (figura 4.2a), que son los caminos que toman las partículas de agua en movimiento. El agua tiende a seguir el camino más corto entre un punto y otro, pero al mismo tiempo, los cambios de dirección los hace solamente por curvas suaves. Las líneas de flujo son, por lo tanto, líneas curvas que tienen algún paralelismo, como un manojo de bandas de goma ligeramente estiradas que se extendieran del punto de mayor carga al de menor carga. En muchos casos las curvas son segmentos de elipses o de parábolas.

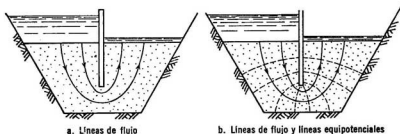


Fig. 4.2 Red de filtración por debajo de un tablestacado.

Las diferentes cantidades de energía o carga se pueden representar en la misma figura por *líneas equipotenciales* (figura 4.2b), que son líneas en las cuales todos los puntos tienen igual carga. Las líneas equipotenciales son como curvas de nivel de igual energía; las líneas de flujo las cortan en ángulo recto, ya que el agua se mueve de los niveles de mayor energía a los de menor energía, siguiendo los caminos de gradientes de máxima energía; de la misma manera que el agua corre hacia abajo en la ladera de una colina, de los niveles superiores a los inferiores siguiendo la línea de máxima pendiente.

El esquema de las líneas de flujo y equipotenciales se denomina *red de flujo* y es un instrumento poderoso para la solución de los problemas de filtraciones de agua.

Deducción matemática de la red de flujo. La deducción de la expresión matemática de la red de flujo está basada en que el suelo está saturado, que el volumen de agua en los poros permanece constante durante el flujo y que el coeficiente de permeabilidad es el mismo en todos los puntos y en cualquier dirección en cualquier punto. La ecuación básica del flujo, la ley de Darcy (ecuación (2:8)), se descompone en las componentes x y y :

$$q_x = k i_x A_x,$$

$$q_y = k i_y A_y,$$

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta L} = \frac{dh}{dL}.$$

La velocidad de filtración v es la cantidad de flujo o gasto dividida entre el área de flujo y las ecuaciones pueden escribirse así:

$$v = \frac{q}{A},$$

$$v_x = k \frac{\partial h}{\partial x},$$

$$v_y = k \frac{\partial h}{\partial y}.$$

El flujo a través de un elemento pequeño de suelo que tenga las dimensiones dx , dy y 1 se muestra en la figura 4.3a y se expresa en la forma siguiente:

$$\text{Entrada:} \quad v_x dy + v_y dx.$$

$$\text{Salida:} \quad \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy + \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx.$$

Si el volumen de agua en los poros permanece constante, la cantidad de flujo que *entra* es igual a la que *sale*, de manera que igualando las dos expresiones anteriores y simplificando se tiene:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0.$$

y sustituyendo las velocidades, de sus ecuaciones respectivas, se tiene:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0. \quad (4:2)$$

Esta es la ecuación de física matemática de Laplace que indica la pérdida de energía en un medio resistivo. Esta ecuación representa dos grupos de líneas cada uno de los cuales contiene un número infinito de curvas paralelas, las cuales se intersectan en ángulo recto, como se muestra en la

figura 4.3b. Las líneas equipotenciales forman un grupo y las líneas de flujo otro y el conjunto forma la *red de flujo*.

Construcción de la red de flujo. La red de flujo en dos dimensiones obtenida arriba, es una representación muy útil del modelo de filtración a través de presas de tierra en una gran excavación y por debajo de muros de sostenimiento de tierras y de obras de fábrica. Desafortunadamente la ecuación de Laplace es matemáticamente integrable sólo en condiciones muy simples, por lo que en la práctica es necesario emplear otros métodos para obtener la red de flujo.

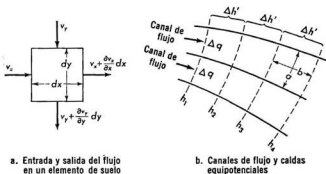


Fig. 4.3 Significación física de la red de flujo.

El procedimiento gráfico de Forcheimer es simple y aplicable a cualquier problema de flujo uniforme en dos dimensiones. El espacio entre cualquier par de líneas de flujo es un *canal de flujo*. Si un cierto número de canales de flujo, N_f , se selecciona de manera que el gasto a través de cada uno, Δq , sea el mismo, se tiene:

$$\Delta q = \frac{q}{N_f}.$$

La pérdida de carga entre cualquier par de líneas equipotenciales es la *caída equipotencial* $\Delta h'$. Si se selecciona un cierto número de caídas equipotenciales, N_D , de manera que todas sean iguales, se tiene:

$$\Delta h' = \frac{\Delta h}{N_D}.$$

El ancho de cualquiera de los elementos de esa red de flujo es a y la distancia entre las líneas equipotenciales es b , como se indica en la figura 4.3b, (la tercera dimensión es 1). El gradiente y el gasto están dados por

$$i = \frac{\Delta h'}{b} = \frac{\Delta h/N_D}{b},$$

$$\Delta q = k \left(\frac{\Delta h/N_D}{b} \right) a.$$

El gasto total de la red, cuya tercera dimensión es 1, se expresa por:

$$q = \Delta q N_f = k \Delta h \left(\frac{b}{a} \right) \frac{N_f}{N_D}. \quad (4:3a)$$

La razón (a/b) está fijada por la razón N_f/N_D , y es la misma a través de toda la red. Si se seleccionan N_f y N_D de manera que $a = b$, la ecuación del gasto (siendo la unidad la dimensión perpendicular al plano de la red de flujo) es:

$$q = k \Delta h \frac{N_f}{N_D}. \quad (4:3b)$$

A esto se le llama una *red cuadrada* porque todas las intersecciones entre los lados son en ángulo recto y el largo y el ancho promedios son iguales. Debe entenderse, sin embargo, que el término *cuadrada* se usa en un sentido descriptivo, ya que los lados opuestos de las figuras no son necesariamente iguales y raramente son líneas rectas.

El primer paso para la construcción de una red de flujo es hacer un dibujo a escala (figura 4.4a) que muestra la masa de suelo, los límites permeables a través de los cuales el agua entra y sale del suelo y los límites impermeables que limitan o confinan el flujo. Segundo, dibujar de dos a cuatro líneas de flujo que formen ángulos rectos con los límites permeables a la entrada y a la salida y que sean aproximadamente paralelas a los límites impermeables (figura 4.4b). Tercero, dibujar líneas equipotenciales que formen ángulos rectos con las líneas de flujo (figura 4.4c) de manera que el ancho y largo de cada figura sean iguales. Desde luego, esto es imposible de lograr en el primer tanteo, porque las posiciones de las líneas de flujo se suponen; pero la red que resulte servirá de guía para un segundo tanteo. Cuarto, se reajustan las líneas de flujo y las equipotenciales hasta que todas las intersecciones sean en ángulos rectos y el largo y el ancho de cada figura sean iguales (figura 4.4d). Las figuras entre un par de líneas equipotenciales pueden aceptarse si son rectángulos; pero cada rectángulo debe tener la misma razón a/b . En este caso la caída equipotencial es una fracción de las otras.

El gasto se calcula por la ecuación (4:3b), usando los valores de N_f y N_D encontrados en el gráfico final. Esta cantidad se multiplica por la tercera dimensión perpendicular al plano de la red de flujo, para tener el gasto total.

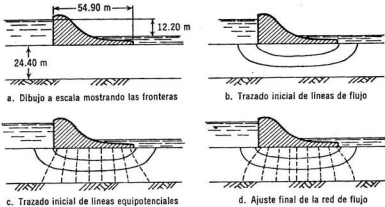


Fig. 4.4 Pasos en la construcción de una red de flujo.

Se necesita mucha práctica para llegar a ser un experto en el trazado de redes de flujo y es necesario hacer muchos tanteos para lograr una solución exacta.

Ejemplo 4 : 1

Calcular el gasto de filtración bajo la presa de la figura 4.4, si $k = 0.00015$ cm/seg. y los niveles del agua sobre la base de la presa son: aguas arriba 18.30 m y aguas abajo 6.10 m. La longitud de la presa (perpendicular a la dirección del flujo) es 259 m.

1. De la red de flujo tenemos: $N_f = 3$ y $N_D = 9.5$.
2. q por metro $= 0.00015 \times \frac{3}{9.5} (18.30 - 6.10)$.
 q por metro $= 0.000578/100$ m³/seg.
3. $q = 0.00000578 \times 60 \times 259 = 0.09$ m³/min.

Red de flujo con una superficie libre. En algunos casos, como el del flujo del agua a través de una presa de tierra (figura 4.5a) un límite de las líneas de flujo puede ser una superficie de agua libre o superficie de saturación que no está determinada por alguna masa sólida impermeable. Esto es análogo a la superficie de agua libre en la corriente de un canal abierto y es un problema más difícil de resolver con la red de flujo. La línea de flujo en el límite superior se llama *línea de filtración*, que es también una superficie piezométrica. Esta línea debe cumplir todos los

216 Filtración, drenaje y acción de las heladas

requisitos de cualquier línea de flujo y además sus intersecciones con las líneas equipotenciales deben ser espaciadas verticalmente a distancias iguales a $\Delta h'$ (figura 4.5b). Se necesita gran habilidad para construir correctamente redes de ese tipo, pero en la mayoría de los problemas prácticos hasta una red tosca es suficientemente exacta.

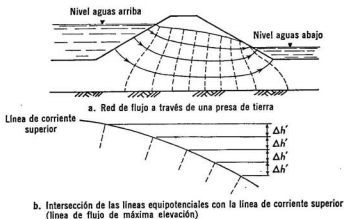


Fig. 4.5 Red de flujo con una superficie libre.

La línea de saturación se intersecta con el paramento aguas abajo de un terraplén, figuras 4.5 y 4.6. Sin embargo, por debajo de ese punto el paramento del terraplén no es una línea de filtración. El paramento corta los "cuadrados" de la red de flujo por arriba de cualquier nivel de aguas abajo y cada línea equipotencial corta el paramento a la elevación equivalente a su nivel piezométrico.

Si hay agua en el lado aguas abajo, la intersección de la línea de filtración con el paramento del terraplén debe estar por arriba del nivel del agua aguas abajo, como se indica en la figura 4.6a. Si la línea de filtración desciende al nivel de aguas abajo, figura 4.6b, las condiciones de la filtración pudieran no satisfacer los requisitos de la red de flujo. Por debajo de la superficie libre el paramento del terraplén es una línea equipotencial. Si la línea de filtración desciende al nivel de aguas abajo, las líneas de flujo por debajo del nivel aguas abajo estarían en ángulo recto con las de arriba, lo cual es imposible, como se puede ver en la figura 4.6b. La intersección correcta hallada por tanteo se muestra en la figura 4.6a.

A. Casagrande⁴¹² ha presentado un trabajo muy completo en el que describe métodos para la construcción de redes de flujo con superficie libre y también métodos para la construcción de redes de flujo en suelos

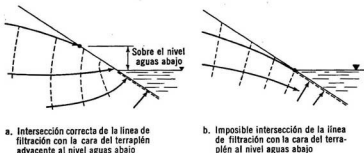


Fig. 4.6 Intersección de la línea de filtración y de la red de flujo con el paramento de un terraplén, adyacente al nivel de aguas abajo.

que no tienen la misma permeabilidad en todas direcciones o en todos los puntos.

Otros métodos de análisis. Algunas veces se emplean otros métodos para obtener la red de flujo. Se pueden construir modelos de flujo similares a los modelos hidráulicos. El suelo o la roca porosa se modela en arena suficientemente gruesa para reducir a un mínimo la ascensión capilar, pero suficientemente fina para que el flujo sea laminar. No es necesario reproducir en el prototipo la permeabilidad, porque la red de flujo es independiente del valor de k . Las capas o zonas de diferente permeabilidad se pueden representar en el modelo por la relación correcta de las k ; pero relaciones de 20 a 1 o mayores son impracticables y raramente de valor. Se puede trazar la línea de corriente en un canal de paredes de cristal inyectando un tinte en puntos de la superficie del suelo de entrada de agua. Los niveles piezométricos se pueden observar por medio de piezómetros en miniatura que se introducen en el suelo.

Se puede emplear un fluido viscoso como el aceite, para reducir las velocidades en los modelos de flujo no establecido. El mayor uso que tienen los modelos es en el estudio de filtraciones complejas tridimensionales, de flujos no establecidos, de cambios en la superficie libre o de permeabilidad no homogénea dentro del depósito de suelo. Aunque rara vez es posible obtener medidas exactas, los resultados que ordinariamente se obtienen son lo suficientemente buenos para el conocimiento que se tienen del depósito de suelo y de las condiciones de los límites.

Los modelos analógicos utilizan fenómenos que producen la misma distribución de potencial y flujo que la filtración. El flujo de electricidad a través de un semiconductor también se describe por la ecuación de Laplace. Un potencial eléctrico aplicado a un papel recubierto de grafito produce la misma distribución de potencial que la presión del agua aplicada

a una sección transversal de un suelo de la misma forma. Las líneas equipotenciales dibujadas en el papel grafitado de las medidas del voltaje son de forma idéntica a las del suelo correspondiente.

Una malla de resistencias eléctricas puede igualmente representar la resistencia de los poros del suelo a la filtración. Los cambios de permeabilidad se pueden representar por resistencias diferentes. El potencial se puede medir en puntos en toda la malla como con el semiconductor. Esto mismo se puede hacer analíticamente usando una computadora digital con suficiente memoria para describir toda la malla. Estas técnicas son útiles para resolver problemas donde la falta de homogeneidad es compleja, pues los análisis gráficos resultarían tediosos. La precisión está limitada solamente por el número de elementos de la malla. También se usan mallas matemáticas para resolver la ecuación de Laplace cuando la computadora digital puede acometer el proceso reiterativo de tanteos para los numerosos elementos de la malla que son necesarios para describir un sistema de filtración.

Abatimiento del nivel de agua en pozos. El flujo hacia dentro de un pozo y el descenso de la superficie piezométrica que resulta (llamado abatimiento) es un problema complejo de filtración en tres dimensiones, así como de flujo no establecido. La filtración tridimensional se puede analizar por modelos o por aproximaciones matemáticas. Los casos especiales de múltiples pozos muy cerca unos de otros y en línea recta, se puede aproximar a una red de flujo bidimensional trazada perpendicularmente a la línea de los pozos. Aunque el estudio en modelos y las aproximaciones matemáticas son aplicables a ciertos casos de flujo no establecido, los resultados no son generalmente aplicables a problemas reales; sin embargo, en muchos casos es aceptable la aproximación al flujo establecido.

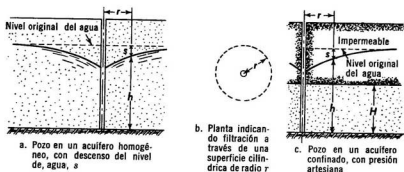


Fig. 4.7 Flujo hacia un pozo aislado.

El flujo en un pozo aislado se representa en la figura 4.7b. Un acuífero permeable descansa sobre un estrato impermeable horizontal, figura 4.7a, o está confinado entre dos estratos impermeables (un acuífero artesiano) figura 4.7b. La altura de la superficie piezométrica sobre la base impermeable a una distancia r del pozo es h . Se supone que el gradiente promedio, i , a cualquier radio r , se puede aproximar a dh/dr , la pendiente de la superficie piezométrica. Mientras la pendiente de la superficie piezométrica no sea mayor de 25 grados, esto es razonablemente correcto. A cualquier radio r , la filtración en el acuífero homogéneo se produce normal al cilindro cuya área lateral es $2\pi rh$. La ecuación para un flujo establecido se puede deducir de la manera siguiente:

$$q = ki A,$$

$$q = k \frac{dh}{dr} 2\pi rh,$$

$$\frac{q}{\pi k} \frac{dr}{r} = 2h dh,$$

$$\frac{q}{\pi k} \log_e r = h^2 + C. \quad (4:4a)$$

La constante de integración, C , se puede evaluar por los niveles del agua, h_1 y h_2 medidos en dos puntos de la superficie piezométrica, r_1 y r_2 .

$$\frac{q}{\pi k} \log_e \left(\frac{r_2}{r_1} \right) = h_2^2 - h_1^2. \quad (4:4b)$$

Se puede hacer un análisis similar para un acuífero confinado cuyo espesor es H , siempre que el nivel piezométrico no caiga por debajo de la superficie superior del acuífero.

$$q = kH2\pi r \frac{dh}{dr},$$

$$\frac{q}{2\pi kH} \log_e \left(\frac{r_2}{r_1} \right) = h_2 - h_1. \quad (4:4c)$$

Al aplicar el análisis se toman frecuentemente, el radio del pozo como r_1 y h_1 como el nivel de la superficie piezométrica en el borde del pozo. Mientras que la pendiente de la superficie del agua no sea mayor de 25 grados y la entrada de agua en el pozo sea en toda la altura h_1 , la aproximación es adecuada. Debe tenerse en cuenta que el nivel del agua dentro del pozo debe ser algo más bajo que h_1 .

A cierta distancia del pozo el nivel freático virtualmente no cambia, a pesar del bombeo del agua del pozo, debido a la recarga de un río o a las filtraciones de las lomas contiguas. En ese caso r_2 y h_2 se fijan por las

condiciones geológicas del lugar y las ecuaciones se pueden utilizar para aproximar los niveles de agua en estado continuo para cualquier gasto dado de bombeo, q .

4:2 EFECTOS DE LA FILTRACION

La filtración no controlada es la causa de dos tipos de dificultades: demasiada filtración hace que las excavaciones sean excesivamente húmedas o que se produzca pérdida de agua en las presas; presión de agua excesiva produce el levantamiento o la pérdida de resistencia del suelo y la falla del mismo. El control de la filtración es un trabajo complicado por el hecho de que la corrección que se haga en un punto puede agravar las condiciones en otro.

Esfuerzo neutro. El cambio de presión de agua, si no hay flujo se puede hallar por las leyes de la hidrostática:

$$\Delta u = \gamma_w \Delta z. \quad (3:7)$$

Cuando el agua está en movimiento, no importa lo lento que éste sea, la fórmula anterior no es aplicable y la presión hay que calcularla por la red de flujo. La carga total h en cualquier punto está dada por la línea equipotencial. Si la elevación de ese punto es z , la carga es $h - z$. La presión del agua es:

$$u = \gamma_w(h - z). \quad (4:5a)$$

La presión es la misma en todas direcciones en un punto cualquiera, pero no es necesariamente la misma en puntos diferentes aunque estén al mismo nivel.

Subpresión en una estructura. Cuando una estructura descansa sobre un suelo, una parte de la estructura está en contacto con los granos del suelo, mientras que el resto salva los poros o vacíos del suelo, como se muestra en la figura 4.6a.

Como se expuso en la sección 3:5, las verdaderas áreas de contacto de los granos del suelo con otro sólido son pequeñas, figura 4.8a. El esfuerzo neutro actúa sobre una porción del área total A , que se expresa por la razón de esfuerzo neutro, N :

$$U = N Au = \gamma_w(h - z)NA. \quad (4:5b)$$

El valor de N para suelos, como se indica en la tabla 3:2, es virtualmente 1; para roca con juntas unida a una estructura de concreto, el valor de N puede ser tan bajo como 0.75. Aunque para rocas enteras e impermeables como el granito y el mármol se pueden tener teóricamente valores de N más bajos, no es probable que se pueda lograr una unión perfecta entre la estructura y la roca. El valor mínimo de N que se use en los proyectos no debe ser menor de 0.5 para roca sin juntas.

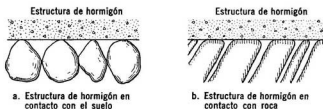


Fig. 4.8 Subpresión y contacto con una estructura.

Cuando la subpresión en la base de una estructura excede al peso de la misma y a las cargas que soporta, la estructura se levantará. En un caso, un tanque vacío de hormigón para sedimentación, en una planta para el tratamiento de aguas de albañal, en construcción, se levantó al elevarse el nivel freático después de un período de lluvias. Los pisos de los basamentos o sótanos se levantan y a veces estallan como si hubieran sido dinamitados, cuando están sometidos a una subpresión excesiva.

Levantamiento y agitación de un suelo. La subpresión se desarrolla dentro de la masa de un suelo en forma análoga a como ocurre entre el suelo y una estructura.

Debido a que las áreas de contacto entre los granos son muy pequeñas la razón de esfuerzo neutro, N , es prácticamente 1 y la fuerza de subpresión $U = uA$. Si la fuerza hacia arriba en un área A es igual o excede a la carga total P de suelo, agua y estructura, se crea una zona de inestabilidad o de falla potencial. En el punto de falla,

$$P = U \quad \text{y} \quad \frac{P}{A} = \frac{U}{A},$$

$$\sigma = u.$$

Si el área es suficientemente grande, cualquier exceso de presión de agua forzará la masa superyacente de suelo y agua a levantarse; este proceso se llama levantamiento. En el ejemplo 3:1 se describe el levantamiento de un estrato de arcilla que descansa sobre una capa de arena. Levantamientos similares pueden ocurrir dentro de un estrato de arena o de limo en cualquier punto en que $\sigma = u$. El suelo se expansiona con una reducción en la relación de vacíos y en algunos casos se forma una vejiga de agua dentro de la masa de suelo, figura 4.9a. El techo de la vejiga cae en el fondo de la misma y por este proceso llamado ahuecamiento, la vejiga se eleva hasta la superficie. La superficie del suelo se comba hacia arriba y estalla cuando la vejiga llega al tope; finalmente el suelo se agita y burbujea en un *hervor* o agitación, como si se estuviera cociendo. El levantamiento puede ocurrir en cualquier suelo, pero el ahuecamiento y la agitación están limitados a los materiales no cohesivos.

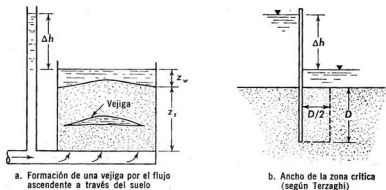


Fig. 4.9 Evolución del levantamiento y la agitación.

Si la presión de agua, u , se distribuye de manera que se produzca un gradiente uniforme hacia arriba, el levantamiento puede desarrollarse uniformemente a través de toda la masa con muchos poros agrandados, pero sin la formación de una gran vejiga. Cuando el suelo no es cohesivo el levantamiento va acompañado de la condición de *suelo movedizo*:

$$\sigma = u$$

$$\sigma - u = 0$$

$$s = (p - u) \tan \varphi = 0. \quad (3:30)$$

Cuando la subpresión y el esfuerzo total están justamente equilibrados, o cuando u es ligeramente menor que σ , la masa puede parecer falsamente estable; sin embargo, una máquina o una estructura sobre la superficie del suelo se hundirá lentamente, si su peso por unidad de volumen excede al del suelo saturado.

La agitación es simplemente la condición de movediza agravada, en la cual el exceso de esfuerzo neutro produce concentraciones de levantamiento. A veces se levantan pequeños volcanes de arena que estrangulan la corriente en un punto y desplazan la agitación a otras zonas más débiles.

Gradiente crítico. El gradiente hidráulico que produce el levantamiento o la agitación cerca de una superficie de suelo que no esté impedida de moverse, se llama *gradiente crítico*, i_c . Para un flujo ascendente, figura 4.9a, los esfuerzos total y neutro en el fondo de la arena son los siguientes:

$$u = \gamma_w(z_w + z_s + \Delta h)$$

$$\sigma = \gamma_w z_w + \gamma z_s$$

Como al instante del levantamiento y de producirse la condición de movilidad, $\sigma = u$.

$$\gamma_w z_w + \gamma_w z_s + \gamma_w \Delta h = \gamma_w z_w + \gamma z_s$$

$$\gamma_w \Delta h = \gamma z_s - \gamma_w z_s = z_s(\gamma - \gamma_w)$$

$$i_c = \Delta h / z_s = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (4.6)$$

Para una arena típica saturada $\gamma = 2,000 \text{ kg/m}^3$ y $\gamma_w = 1,000 \text{ kg/m}^3$; por lo tanto $i_c = 1$, aproximadamente (en filtración ascendente). Para flujo hacia una superficie libre inclinada, el valor de i_c es menor. Si la inclinación de la superficie es igual al ángulo de fricción interna de la arena, el gradiente crítico para la filtración hacia esa superficie tiene que ser cero.

El levantamiento sin agitación da como resultado un aumento en la relación de vacíos, una disminución de la resistencia y un gran aumento en la compresibilidad.

Terzaghi^{4,2} ha establecido que el levantamiento no se produce, ordinariamente, a menos que la inestabilidad ocurra en un ancho de $D/2$, siendo D la profundidad del suelo sobre el nivel de inestabilidad (figura 4.9b). El esfuerzo neutro promedio en diferentes anchos $D/2$, para diferentes profundidades D , se puede calcular por la red de flujo. Donde el esfuerzo neutro promedio iguale o exceda al esfuerzo debido al peso de suelo y agua superyacentes, hay posibilidad de levantamiento o agitación. Debe recordarse que estos cálculos de estabilidad son aproximados en el mejor de los casos y, por lo tanto, se debe usar un alto factor de seguridad para estar seguros de que no ocurrirá agitación.

Sifonamiento y erosión por flujo. Si el suelo dentro de la zona de agitación es arrastrado por la corriente de agua, se forma un hoyo o fosa. Esto produce una concentración de agua en el hoyo y un aumento en el gradiente hidráulico, porque se acorta el camino del flujo; como consecuencia la agitación se hace más violenta y el hoyo más profundo, abriéndose camino en dirección aguas arriba a una velocidad creciente hacia el lugar de donde viene el agua, como se muestra en la figura 4.10. Esto produce en el suelo una abertura o *conducto* y al proceso de esta continuada erosión hacia atrás se le llama sifonamiento (o tubificación).

El sifonamiento también comienza por agitaciones muy localizadas o concentraciones de flujo, como se muestra en la figura 4.10a. Cuando el gradiente hidráulico ascendente se acerca a 1 en la superficie del suelo, se

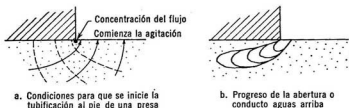


Fig. 4.10 Sifonamiento debajo de una presa de mampostería cimentada en arena.

puede formar una pequeña superficie de agitación y si el suelo es arrastrado se formará un hoyo. Este hoyo se va abriendo camino en dirección aguas arriba y se va haciendo mayor y a mayor velocidad a medida que el recorrido del flujo se acorta.

Si el flujo es horizontal, hacia el talud de una excavación o el paramento aguas abajo de una presa de tierra, o hacia abajo, en un dren incorrectamente protegido o una cloaca con filtraciones, algunas veces se produce sifonamiento debido a pequeñas gradientes. Se han producido extensas cavidades donde los estratos de suelo cohesivo soportan el resto de la masa de suelo, salvando el espacio vacío. En una ocasión la erosión de arena fina a través de una grieta de un centímetro en un mamparo produjo una cavidad de 1.50 m de profundidad debajo de un pavimento de hormigón y no se descubrió hasta que un camión cargado se cayó en el cráter que se había formado.

Cuando el conducto se acerca al lugar de donde viene el agua se abre paso bruscamente y el agua se precipita a través del conducto, lo cual hace que éste se agrande. En una ocasión un conducto de unos pocos centímetros de diámetro, a través de una presa de tierra, se agrandó hasta tres metros en unos pocos minutos, después que el agua se abrió paso, finalmente el hueco agrandado se derrumbó por falta de soporte, destruyendo parte de la masa de suelo.

Los suelos no cohesivos, especialmente las arenas finas y los limos, son los más susceptibles a la falla por sifonamiento. Las arcillas son más resistentes debido a los nexos entre las partículas, lo cual ayuda a impedir que sean arrastradas; sin embargo no son inmunes. En las rocas blandas, como las areniscas pobremente cementadas, algunas veces se presentan fallas por sifonamiento. Aun en las lutitas, que por lo general se consideran resistentes, se han producido sifonamientos cuando los gradientes han sido muy altos.

Gradientes destructivos. El levantamiento, la agitación y la mayoría de los casos de sifonamiento implican insuficiente carga total, P , para contrarrestar la subpresión U . En los casos en que los gradientes son extre-

madamente altos, $i \gg 1$, el sifonamiento se puede producir aunque $P > U$. El arrastre friccional del agua mueve algunas de las partículas más finas del suelo aunque la mayoría estén impedidas de moverse; entonces el flujo se concentra en la zona destruida, agravando la situación hasta que se produce el verdadero sifonamiento. Hay poca información disponible sobre gradientes destructivos. Estos gradientes son generalmente bastante más altos que 1 y aumentan con el incremento de σ_3 y las fuerzas de atracción entre partículas. En los suelos no cohesivos confinados, los gradientes se mantienen generalmente, por seguridad, por debajo de 3 ó 4. En arcillas los gradientes destructivos pueden exceder de 50, pero rara vez son críticos en los proyectos.

4:3 REGULACION DE LAS FILTRACIONES

Regulación de las filtraciones. La regulación del flujo incluye la reducción del gasto, la reducción de la presión de agua o el aumento de la carga que resiste la presión de agua. La filtración excesiva es causada por alta permeabilidad o un corto recorrido del agua. Si la masa de suelo a través de la cual se produce el flujo, es obra del hombre, como en el caso de una presa, la permeabilidad se puede reducir por una apropiada selección de los materiales. Por ejemplo: mezclando una pequeña cantidad de arcilla con la arena que se use para la construcción de un dique, se puede reducir grandemente la permeabilidad. En el caso de un depósito natural es más difícil de cambiarla. Pequeñas cantidades de un agente dispersante, como el tetrafosfato de sodio mezclado en la superficie de una arcilla de estructura floculada o inyecciones de arcilla, productos químicos o cemento en los poros de un suelo de grano grueso, pueden reducir la permeabilidad, aunque a un costo considerable.

El recorrido del flujo se puede alargar, con lo cual se reduce el gasto y también la presión del agua en el extremo de la corriente aguas abajo. Un núcleo impermeable en una presa de tierra (figura 4.11a) y una zanja de impermeabilización en una cimentación permeable de una presa, pueden aumentar grandemente el recorrido del agua. Una pantalla impermeable que se extienda hasta el estrato impermeable profundo (figura 4.11b) es más efectiva que una parcial (figura 4.11a). Estos cierres al paso del agua o pantallas se construyen con suelo impermeable o tablestacas de acero, de acuerdo con la disponibilidad de los materiales y la facilidad de la construcción. Una capa o manto impermeable de arcilla, colocada aguas arriba (figura 4.11c) es también útil, pero no se debe colocar aguas abajo, porque aumenta la subpresión.

Una pantalla impermeable causa un aumento en el esfuerzo neutro aguas arriba y una disminución aguas abajo. Una pantalla impermeable

completa y perfecta produce un esfuerzo neutro aguas arriba que es equivalente al nivel de la carga de agua. Una pantalla impermeable colocada demasiado lejos aguas abajo reducirá el gasto y eliminará el sifonamiento, pero creará una subpresión excesiva que destruirá la estructura por levantamiento. El dueño de una pequeña presa pretendió corregir un sifonamiento que se estaba formando lentamente justo al pie de la presa aguas abajo, hincando un tablestacado en el suelo. El hizo esto por el consejo gratuito que le dio el vendedor de las tablestacas y contra la advertencia

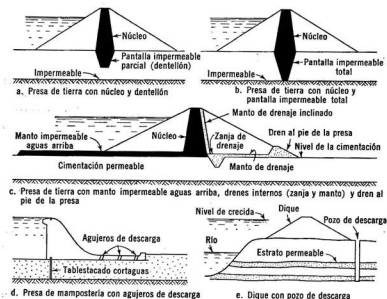


Fig. 4.11 Medidas para regular el flujo de agua.

de su ingeniero. La presa falló por cortante en el paramento aguas abajo que se debilitó por el aumento de la presión neutra. La pantalla impermeable o el tablestacado cortaguas debe colocarse donde el aumento de la presión intersticial no sea perjudicial, en el centro de la estructura o aguas arriba del centro y, si es posible, debajo de la parte más pesada de la estructura.

La presión de agua excesiva se puede controlar por un drenaje que corte el circuito de la corriente de agua y dé escape al exceso de esfuerzo neutro en un punto donde no puede hacer daño. La *zanja de drenaje*, *capa de drenaje* y *drenaje en el pie* (figura 4.11c) se emplean separadas o en

combinación en las presas de tierra, para reducir los esfuerzos neutros en la parte del terraplén aguas abajo. Los pozos de descarga (figura 4.11d) reducen la subpresión en las presas de mampostería. Los pozos de descarga (figura 4.11e) se usan para reducir la presión en grietas o bolsones confinados. El drenaje tiene el inconveniente de que acorta el recorrido del agua y aumenta el gasto, pero esto se puede corregir como se ha descrito previamente. Es esencial que el sistema de drenaje sea proyectado correctamente para evitar erosión, como se explicará en la sección sobre filtros.

Proyecto de filtros. Un filtro o un filtro protector es cualquier material poroso cuyos huecos sean lo suficientemente pequeños para impedir el arrastre del suelo hacia dentro del desagüe o dren y suficientemente permeable para que ofrezca poca resistencia a la filtración. Los numerosos experimentos que se han hecho han demostrado que no es necesario que el filtro retenga todas las partículas del suelo, sino que sólo las más gruesas que el 15 por ciento o D_{85} del suelo deben ser retenidas en los huecos del filtro.⁴¹³ Estas partículas más gruesas, D_{85} y mayores, se acumularán sobre los huecos del filtro como se muestra en la figura 4.12a. Los poros de este material acumulado serán aberturas más pequeñas que atraparán partículas del suelo aún más pequeñas; por lo tanto, el diámetro de los huecos del filtro debe ser menor que el D_{85} del suelo. Si el filtro es una malla metálica o los huecos de un tubo perforado, esto fija el suelo más fino que puede ser filtrado para unos huecos dados o el hueco mayor que puede ser usado para un suelo dado. Corrientemente se emplea un suelo como filtro; esto quiere decir que el diámetro efectivo de sus poros debe ser menor que el D_{85} del suelo que se vaya a filtrar. Como el diámetro efectivo es alrededor de $1/5D_{85}$, se tiene:

$$D_{15}(\text{filtro}) \leq 5D_{85}(\text{suelo}) \quad (4:7a)$$

Si el filtro es para proporcionar un drenaje libre, debe ser mucho más permeable que el suelo. Como el coeficiente de permeabilidad varía como el cuadrado del tamaño de los granos, una relación de permeabilidades de 20 a 1 se puede obtener con seguridad haciendo

$$D_{15}(\text{filtro}) \geq 5D_{15}(\text{suelo}) \quad (4:7b)$$

Estos criterios (figura 4.12b) son la base para el proyecto de filtros.⁴¹³ En general el filtro de suelo debe estar comprendido dentro de estos límites y la curva granulométrica debe ser suave y paralela a la del suelo o más aplanada. Si el suelo que se va a filtrar es muy fino, es necesario emplear más de una capa de filtro. La capa final del filtro se proyecta de manera que se ajuste a los huecos del conducto por un lado y a la capa de filtro más fina por el otro. La arena para concreto, bien graduada, es un buen

228 Filtración, drenaje y acción de las heladas

filtro para muchos suelos limosos y arcillosos; en este caso es necesario colocar un segundo filtro de piedras más gruesas que la gravilla, la que corrientemente se clasifica como piedra triturada número 78.

Si el suelo que se va a filtrar tiene una granulometría discontinua se debe dibujar nuevamente su curva, considerando solamente la porción del suelo más fina que la parte discontinua, como el suelo total que se va a filtrar y despreciando la parte de suelo más grueso que la discontinuidad. El filtro se proyecta para que se ajuste a la nueva curva.

Se han hecho muchos intentos para proyectar un "filtro universal", que sea lo suficiente pequeño para filtrar los suelos más finos y que a su

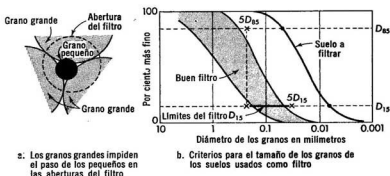


Fig. 4.12 Filtro protector.

vez tenga un D_{85} suficientemente grande que el material del filtro no pase por huecos de 0.8 cm, que son las perforaciones de los tubos comerciales para drenaje. Sin embargo, los materiales para ese filtro tienen tal variedad de tamaños (alto C_u), que las partículas se segregan durante la manipulación y construcción. Por lo tanto, no deben usarse a menos que se tenga especial cuidado para mantener su graduación.

El espesor de los filtros no se fija con exactitud; para cargas pequeñas son suficientes unos cuantos centímetros, mientras que en las presas, donde las diferencias de cargas son grandes, se usan espesores que varían entre 0.6 y 3 metros.

4:4 HUMEDAD CAPILAR Y FLUJO

Por arriba de la superficie libre del agua o nivel freático, el movimiento de la humedad es más complejo. El suelo está saturado hasta la

altura a que llega la humedad capilar, pero por arriba de este nivel el grado de saturación es menor. La gravedad y el rozamiento del agua todavía actúan sobre la humedad del suelo, pero las fuerzas capilares son aún más importantes; éstas incluyen la tensión superficial y la adherencia fisicoquímica entre el agua y el suelo. Estas fuerzas son de tracción y producen un esfuerzo neutro negativo. La tracción aumenta cuando baja la temperatura y cuando decrece el grado de saturación. En la zona de saturación parcial también existe agua en estado de vapor y la presión del vapor disminuye conforme disminuye la temperatura.

Equilibrio capilar. Como se ha expuesto en la sección 3:2, la humedad se eleva sobre la superficie libre del agua por efecto de la tensión capilar. Cuando se ha establecido el equilibrio, la humedad se distribuye aproximadamente como se muestra en la figura 4.13. En la zona capilar



Fig. 4.13 Equilibrio capilar y distribución de la humedad en el suelo.

el suelo está saturado; la humedad es continua y el esfuerzo neutro sigue las leyes de la hidrostática. Sobre esta zona está la *franja capilar*. El grado de saturación cae rápidamente pero aunque la humedad no llena los poros, todavía es continua en las cuñas interconectadas que están entre los granos del suelo. El esfuerzo efectivo ya no es igual al esfuerzo total menos el esfuerzo neutro, según la ecuación 3:12c, porque el esfuerzo neutro no actúa sobre toda el área de los poros. El grado de saturación aminora a medida que aumenta la altura sobre la superficie libre del agua, hasta que las cuñas de humedad se desconectan. Hay todavía esfuerzo neutro en la zona superior de *humedad discontinua*, pero no sigue la distribución hidrostática. En cada cuña de humedad se desarrollan esfuerzos diferentes que dependen de su radio y aunque los esfuerzos pueden ser muy altos, actúan sólo en una pequeña fracción de los poros.

Movimiento del vapor de agua. El movimiento del vapor de agua ocurre tanto en la zona de la franja, como en la de humedad discontinua. La diferencia entre las presiones del vapor que se requiere para que se establezca una corriente puede provenir de diferentes causas. La evaporación en la superficie del suelo reduce la presión y provoca un movimiento ascendente; una caída brusca de la temperatura en la superficie del terreno también reduce la presión y provoca un movimiento ascendente; mientras que una subida brusca de la temperatura en la superficie produce un movimiento descendente.

Flujo capilar. El flujo capilar se produce en la zona de saturación y en la franja capilar donde la humedad es continua. En estado de equilibrio, figura 4.13, la tensión capilar, u , equilibra el esfuerzo hidrostático $\gamma_w z$ y no se produce movimiento. Si algo hiciera cambiar la tensión capilar entonces se produciría el flujo, dependiendo éste de si la tensión capilar aumenta o disminuye con relación al gradiente hidrostático.

La evaporación de la humedad en la franja reduce el grado de saturación. Como resultado de esto, cada radio de menisco, a cualquier nivel en la zona de la franja, se reduce, aumentando la tensión capilar. Al mismo tiempo el nivel de la saturación capilar se deprime hasta h'_c . A ese nivel (el límite entre los poros saturados y los no saturados) la tensión capilar no cambia; sin embargo, al nuevo nivel más bajo, la tensión capilar ahora excede al esfuerzo hidrostático $\gamma_w h'_c$ y el gradiente produce un flujo ascendente:

$$i = \frac{\Delta u / \gamma_w}{h'_c}$$

como se muestra en la figura 4.14a.

En las regiones áridas la continua evaporación en la zona de la franja mantiene un estado de desequilibrio y un flujo capilar ascendente, como se muestra en la figura 4.14a. Las sales disueltas son traídas de la zona de saturación y precipitadas en la franja cuando el agua se evapora. Esta concentración de sales precipitadas tiene dos efectos significativos. Primero, la zona de la franja se cementa y finalmente se hace impermeable por las sales, que incluyen carbonato y sulfato de calcio. Se forma un suelo cementado, como roca, que presenta dificultades en excavaciones futuras y que influye en el drenaje y la filtración si el área está inundada por un vaso de presa o si es regada para ser cultivada. El segundo, un problema más serio, es el efecto de las sales en la agricultura, pues limita las cosechas a las plantas que pueden sobrevivir en el ambiente salino y finalmente hacen la tierra estéril. Vastas áreas de estas tierras irrigadas desde la antigüedad, como en la India, yacen abandonadas porque el riego ha destruido su fertilidad. El proceso puede ser invertido con un riego suficiente que arrastre las sales.

En las regiones húmedas el flujo ascendente puede ser provocado por la pérdida de agua de la zona capilar por la transpiración de los cultivos y de otra vegetación. La evaporación acelerada producida por el calor también puede aumentar la tensión capilar y el movimiento ascendente de la humedad. Si el suelo es compresible el aumento de la tensión capilar producirá retracción y asentamiento. Algunas especies de árboles han causado fuertes asentamientos por desecación capilar.

En las regiones secas el continuo flujo ascendente de la humedad algunas veces se interrumpe por la construcción de un edificio o un pavimento, lo cual reduce la pérdida de humedad por evaporación. El equilibrio

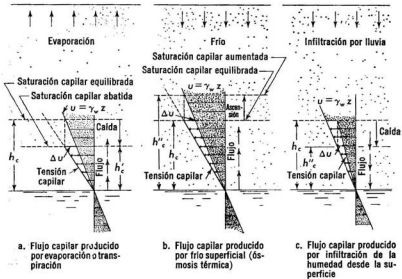


Fig. 4.14 Flujo capilar en estado de desequilibrio.

estático se produce con una elevación del nivel de la línea de saturación capilar y un aumento en el grado de saturación en la zona de la franja capilar. Esto puede tener dos serias consecuencias. Primera, cualquier zona cementada se debilita. Los surcos en los pavimentos algunas veces se producen debido a una subrasante húmeda en una región desértica. Si la estructura de los granos del suelo cementado es blanda pudiera haber un hundimiento de la superficie del terreno y daños a las construcciones. Segunda, el aumento de humedad causará la expansión de las arcillas muy plásticas que se encuentren en el lugar. En las regiones áridas esto es grave porque las arcillas están muy resacas inicialmente.

El flujo ascendente se puede provocar por una caída en la temperatura de la superficie del terreno, lo cual aumenta la tensión capilar, figura 4.14b. El aumento de tensión capilar Δu , produce el gradiente que mantiene el flujo hasta que se alcanza un nuevo equilibrio a un nivel más alto, $h''_e = (u + \Delta u) / \gamma_w$. El movimiento provocado por la temperatura algunas veces se llama *termo-ósmosis*. Por ejemplo, los trabajos de construcción que se realizan en otoño, cuando la temperatura desciende uniformemente, a veces se ven obstaculizados por el aumento de la humedad del suelo, aunque no llueva.

El flujo descendente es provocado por un aumento en el grado de saturación de la franja, acompañado por un aumento en el radio de cada menisco en la franja y en el límite de la zona de saturación capilar. La tensión capilar se reduce, figura 4.12c, y la reducción Δu , produce un gradiente que causa un flujo descendente. De esta manera se restablece el nivel del agua subterránea, aunque el agua que llega al nivel freático puede que haya venido de la zona capilar. Un movimiento descendente similar puede ocurrir durante períodos en que la temperatura de la superficie del terreno aumente.

El flujo capilar se produce tanto horizontal como verticalmente, si hay diferencias en la tensión capilar que causen un gradiente hidráulico. Los daños que se produjeron en el almacén de jugo de naranja congelado, a que se hizo referencia en el párrafo inicial de este capítulo, fueron debidos al flujo termo-osmótico ascendente y lateral hacia el piso frío que tenía un aislamiento inadecuado. El secamiento del suelo en una excavación profunda puede provocar un flujo capilar lateral hacia los paramentos expuestos. La lluvia sobre los mismos paramentos puede provocar un flujo capilar hacia dentro de la masa.

La velocidad del flujo capilar es proporcional a tres factores: el cambio en el esfuerzo, Δu , el recíproco de la distancia a través de la cual se produce el flujo, $1/z$ y la permeabilidad, k .

En las arenas los cambios de esfuerzo, Δu , son pequeños porque los poros grandes limitan la tensión capilar. Por lo tanto, aunque z es pequeña y k grande la velocidad del flujo es pequeña. En las arcillas, que tienen poros muy pequeños, el Δu es probablemente grande, pero z es también grande y k extremadamente bajo. En las arcillas, por lo tanto, la velocidad del flujo capilar es también muy pequeña. En los suelos limosos, la combinación óptima de poros pequeños que produce valores moderadamente grandes de Δu y coeficientes de permeabilidad que no son muy pequeños, produce la máxima velocidad de flujo capilar.

Humedad del suelo por arriba del nivel freático. Debido a los cambios ambientales que ocurren diariamente, es improbable que el equilibrio capilar se mantenga por mucho tiempo. Al contrario, la humedad

en la zona capilar está cambiando constantemente y con los cambios se producen grandes variaciones en las propiedades ingenieriles de los suelos. Estos cambios son más significativos en la zona de la franja capilar, pero el efecto de los cambios del esfuerzo capilar se sienten por debajo de la línea de saturación. Las implicaciones son máximas en el proyecto de pavimentos y de losas de piso que se apoyan directamente sobre la superficie del terreno, porque no solamente son ellos directamente afectados por los cambios en las propiedades ingenieriles del suelo, sino porque también contribuyen a esos cambios. Las cimentaciones poco profundas y la parte superior de estructuras empotradas profundamente en el terreno, son también afectadas, aunque en menor grado.

Sólo se tienen datos limitados con relación a las posibles variaciones de humedad que se producen debajo de las estructuras, porque son muchos los factores involucrados cuyas contribuciones no se pueden valorar cuantitativamente. Los factores principales son: clima, ascensión capilar potencial en el suelo y posición del nivel freático. Cuando el nivel freático es alto en una región relativamente húmeda (6 m de profundidad en arcilla, 3 m en limos, 1 m a 1.5 m en arena) la saturación capilar probablemente representa el equilibrio límite de humedad. Con un nivel freático profundo en regiones húmedas o secas, el equilibrio de la humedad se produce finalmente debajo de los pavimentos o de anchas estructuras. El contenido de humedad es algo menor que el que corresponde a la saturación, pero relativamente constante para un determinado suelo en esa región. Los limitados datos que se tienen sugieren que para una pequeña región de topografía y clima uniformes, hay una relación agua-plasticidad relativamente constante que se produce en el equilibrio. Esto se puede demostrar por ensayos del suelo situado debajo de estructuras existentes y extrapolando a otras estructuras de la misma área.

En regiones extremadamente secas con nivel freático muy profundo no es probable que el contenido de humedad cambie por efecto de una construcción. El equilibrio de la humedad del suelo, por lo tanto, no se diferenciará grandemente del que tenía el terreno antes de realizarse la construcción.

Las variaciones de humedad en cualquier lugar se deben establecer por observaciones en el terreno, correlacionadas con las condiciones climáticas correspondientes a los cambios de estación (principalmente lluvia y temperatura) y con las propiedades del suelo.

4:5 DRENAJE

Drenaje significa corrientemente eliminación del agua del suelo. Tiene dos objetivos: impedir que las filtraciones vayan a acumularse, por ejem-

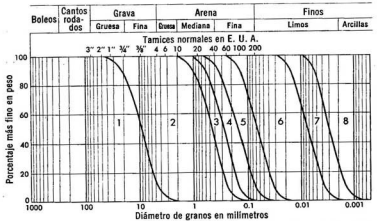
plo, dentro de una excavación, haciendo ésta dificultosa o riesgosa y mejorar las propiedades del suelo como son: un aumento de la resistencia o una reducción de la compresibilidad. También se emplea el drenaje para reducir la presión del agua en el suelo. Esto va acompañado generalmente de eliminación de agua, pero en los suelos de grano fino puede ser efectiva aunque se extraiga sólo una pequeña cantidad de agua o ninguna.

Fuerzas implicadas en el drenaje. Varias son las fuerzas que intervienen en la facilidad con que el agua drena del suelo. La primera es la resistencia a la filtración, cuyo índice es el coeficiente de permeabilidad. La segunda es el efecto del drenaje en la estructura del suelo. Si el suelo es relativamente incompresible, la pérdida de agua será reemplazada por aire en los poros. Si el suelo es compresible, la pérdida de agua estará acompañada por la consolidación del suelo y éste permanecerá virtualmente saturado. La tercera son las fuerzas que retienen el agua: la capilaridad y la adsorción. Tanto la resistencia al flujo como la retención capilar aumentan conforme disminuye el tamaño de los granos. Los suelos de grano grueso, como la grava y la arena gruesa, drenan rápidamente y el aire reemplaza el agua en los poros. Los suelos de grano fino que tienen baja permeabilidad y muy alta retención capilar, drenan muy lentamente y pueden perder solamente la cantidad de agua que la consolidación les permite.

Para que se pueda eliminar el agua del suelo es necesario que la fuerza que produce el drenaje sea mayor que las de retención y resistencia al flujo. La *gravedad* es la fuerza más frecuentemente usada: el agua fluye del suelo hacia los drenes por efecto de su propio peso. Este método es barato y seguro, pero esa fuerza no es lo suficientemente fuerte en los suelos de grano fino. Se puede usar el *vacío* para añadir la presión atmosférica a la carga producida por la gravedad; con esta ayuda se pueden drenar suelos finos como las arenas limosas. Una corriente eléctrica continua hará que el agua fluya del suelo hacia un electrodo negativo. Este principio de la *electro-ósmosis* se puede usar para producir el drenaje de los suelos de baja permeabilidad, como los limos.

La *evaporación* no se considera corrientemente como un método de drenaje, pero es causa de pérdida de agua; es una fuerza lenta, pero tan poderosa que puede drenar hasta las arcillas. La *consolidación* producida por una carga sobre la masa de suelo es esencialmente un proceso de drenaje, que es efectivo en los materiales compresibles.

Drenaje y tipo de suelo. La facilidad de drenaje de un suelo y las fuerzas que son efectivas para producir el drenaje se pueden estimar por ensayos de permeabilidad, consolidación y retracción, en el laboratorio. La distribución de los granos por tamaño ofrece alguna indicación de las propiedades del suelo para el drenaje, como se indica en la figura 4.15.



Nota: se obtiene el mejor ajuste variando los tamaños entre el 10 y el 30 por ciento más fino

- | | |
|--|--|
| <p>1 Drenaje dificultoso debido al gran flujo. Útil en muros de impermeabilización, relleno de huecos y mantos de impermeabilización</p> <p>2 Excelente para el funcionamiento de los drenes abiertos y tubos filtrantes de gravedad simples. Probablemente gran flujo</p> <p>3 Bueno para el funcionamiento de los drenes abiertos y tubos filtrantes simples</p> <p>4 De bueno a regular en los drenes abiertos. El arenamiento ayuda en los tubos filtrantes y al vacío. Erosión en los drenes abiertos</p> | <p>5 Drenaje por gravedad lento y la erosión puede ser grave. Necesidad de arenamiento de los tubos filtrantes y al vacío</p> <p>6 Drenaje por gravedad imposible, excepto por fisuras y vetas de arena. Generalmente efectivo en tubos filtrantes al vacío</p> <p>7 Algunas veces efectivo en tubos filtrantes al vacío arenados. La electroósmosis aumentará el drenaje</p> <p>8 Drenaje por consolidación, acelerado por mantos de arena y drenes verticales de arena</p> |
|--|--|

Fig. 4.15 Capacidad de drenaje de los suelos.

En la tabla 4.1 se da el drenaje potencial de los suelos de la Clasificación Unificada.

4:6 SISTEMAS DE DRENAJE

El proyecto de un sistema de drenaje depende de las características del suelo para el drenaje, del lapso durante el cual debe operar el sistema de drenaje y del nivel de agua subterránea. Los drenajes temporales que se instalan durante la construcción deben interferir lo menos posible los trabajos y deben tener una máxima efectividad en corto tiempo; éstos son los factores esenciales. Los drenajes permanentes deben ser efectivos a largo tiempo y requerir el mínimo de mantenimiento.

TABLA 4 : 1 POTENCIALIDAD DE DRENAJE. CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS 4:13

Clase de de suelo	Características de drenaje	Clase de suelo	Características de drenaje
GW	Excelente	ML	Regular a pobre
GP	Excelente	CL	Impermeable
GM	Regular a impermeable	OL	Pobre
GC	Pobre a impermeable	MH	Regular a pobre
SW	Excelente	CH	Impermeable
SP	Excelente	OH	Impermeable
SM	Regular a impermeable	Pt	Regular a pobre
SC	Pobre e impermeable		

Plan de drenaje. La colocación del sistema de drenaje depende de la forma del flujo inicial y del que desee establecerse. Si el drenaje va a ser instalado en una presa, por ejemplo, la posición del agua antes y después del drenaje puede establecerse por medio de la red de flujo. Si el drenaje es para un lugar donde se va a construir un edificio, una carretera o una aeropista, las condiciones iniciales del agua subterránea deben establecerse por exploraciones, como se describe en el capítulo 10. Se prepara un plano con las líneas de nivel de agua para el lugar y sus alrededores. Si el nivel del agua subterránea fluctúa apreciablemente, será necesario más de un plano y cada uno representará una condición diferente.

Son posibles tres ubicaciones del drenaje, como se muestra en la figura 4.16 *interceptor, en el mismo lugar y aguas abajo*. El drenaje interceptor extrae el agua antes que llegue al lugar. Es particularmente efectivo cuando la superficie de las aguas subterráneas tiene una pendiente fuerte o cuando estratos permeables confinados llevan el agua a presión. En este caso hay que disponer de terreno fuera de los límites del lugar de trabajo.

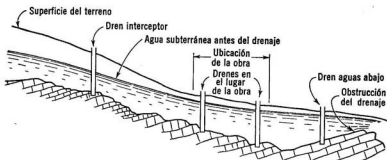


Fig. 4.16 Plan de drenaje.

El drenaje en el mismo lugar extrae el agua directamente del lugar. En este caso la cantidad de agua a extraer será menor y el drenaje será efectivo más pronto que cuando se emplea el sistema de interceptación, pero este sistema de drenaje puede interferir con el trabajo que se realiza en el lugar. El drenaje aguas abajo permite la salida del agua o del lugar más rápidamente. Es más efectivo cuando una obstrucción subterránea tiende a embalsar el agua subterránea. En unos casos una ubicación es suficiente, en otros hay que emplear las tres.

Filtros, conductos y sistemas de eliminación del agua. Un dren completo tiene tres componentes: el filtro, el conducto o colector y el sistema de eliminación. El filtro es esencial para mantener la eficiencia del dren y para impedir la erosión por filtración cuando el gradiente hidráulico es alto.

El filtro debe ser suficientemente permeable para permitir el flujo del agua dentro del dren con poca pérdida de carga y al mismo tiempo suficientemente fino para evitar la erosión del suelo hacia dentro del dren. Un filtro adecuado es la clave del éxito en un sistema de drenaje; un filtro inadecuado es el factor más importante en el fracaso de un drenaje.

El conducto del drenaje recoge las aguas del filtro y las conduce hacia afuera. El más simple es una zanja o tubo, que se proyecta como cualquier otro conducto hidráulico. Corrientemente el conducto es varias veces mayor que el que por las condiciones hidráulicas se requeriría, para tener margen para los sedimentos. El diámetro corriente de las perforaciones de los conductos colectores es de 8 a 10 mm y requiere un filtro con un tamaño máximo de 13 mm. El *conducto francés* o el *dren francés* se hace con grava o piedra triturada. Donde la cantidad de agua sea pequeña, puede ser barato y efectivo; pero no es un sustituto de un filtro, y si se emplea como tal pronto se tupidrá.

El sistema de eliminación saca el agua del lugar. Si es posible se usa la gravedad, porque es permanente y segura; sin embargo, puede ser que la topografía del lugar haga imposible su uso, particularmente en tiempo de lluvias, que es cuando el drenaje es más necesario. El bombeo elimina el agua más rápidamente, pero el costo de energía en un largo período es apreciable y el mantenimiento es a menudo dudoso.

Drenes abiertos. El método más antiguo para el drenaje de excavaciones, caminos y obras similares, es el dren abierto, ya sea una zanja o cuneta o un foso colector. Un foso colector es un hoyo de poca profundidad al cual fluye el agua por gravedad. Una zanja o cuneta puede ser meramente un foso alargado; ambos son muy efectivos en arenas y gravas y son baratos. Se pueden construir fácilmente sin necesidad de emplear mano de obra especializada o con equipos, simple y corrientemente las bombas de gasolina de las construcciones sirven para extraer el agua de

las mismas. La agitación y el sifonamiento del suelo algunas veces se inicia en los fosos colectores y zanjias, particularmente si el suelo es arena fina de baja permeabilidad; por lo tanto, debe mantenerse una vigilancia cuidadosa en obras importantes y peligrosas. La agitación se puede impedir colocando capas filtrantes en los lados y fondo de los fosos colectores, pero esto aumenta el costo de construcción de los mismos.

Drenes cerrados. Cuando la erosión por filtración o el sifonamiento producen dificultades o cuando se desea un dren permanente, se colocan en las zanjias tubos perforados o con las juntas abiertas y se rellena la zanja con material de filtro. Es importante que el tubo quede recubierto por una o dos capas de filtro, según se necesite, para impedir que el suelo obstruya las aberturas de los tubos (figura 4.17a). Los tubos deben colocarse en línea recta y en suelos limosos deben tener registros separados entre sí de 15 a 30 metros, a través de los cuales se pueda introducir una manguera para limpiar el tubo cuando sea necesario; registros mayores deben colocarse en cada cambio de dirección y a intervalos de 100 a 125 metros en los tramos rectos.

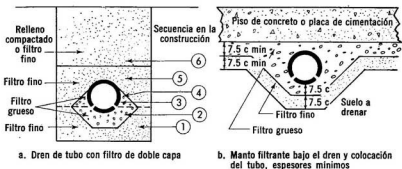


Fig. 4.17 Drenes cerrados.

Drenes en manto. Los mantos o capas continuos de drenaje se emplean algunas veces debajo de las presas y de los pisos de los basamentos, para reducir la subpresión, y en los pavimentos para impedir la ascensión capilar. El manto consiste en una capa de filtro en contacto con el suelo y una capa colectora más gruesa que también sirve como un segundo filtro (figura 4.17b). La última se coloca en contacto con la cara inferior de la presa de mampostería o del piso del basamento o entre dos capas de filtro en la base de una presa de tierra. El agua se extrae de la capa colectora por medio de conductos.

Pozos profundos. Los pozos profundos, como los que se emplean para el suministro de agua, se emplean ocasionalmente en drenajes temporales. Los diámetros varían de 30 a 60 cm con espaciamentos de 7.50 a 30 metros y profundidades hasta de 30 metros o más, dependiendo del tamaño del área que se vaya a drenar y la depresión del nivel freático que se requiera. Se usan también en suelos gruesos y en roca porosa donde las cantidades de agua a drenar son grandes.

La bomba se coloca en el fondo del pozo, de manera que la aspiración de la bomba no esté limitada a 8 ó 9 m, como en los pozos de succión.

Igual que los otros drenes, los pozos profundos necesitan filtros. Si el suelo que se va a drenar es de grano grueso o si es una roca que resiste la erosión, una malla para pozo o colador puede ser un filtro apropiado. La malla o colador se coloca en el agujero perforado y en contacto directo con el estrato permeable. El colador generalmente se une a un tubo de entubación que soporta las paredes del agujero a través de los estratos impermeables superiores. Si el suelo es de grano demasiado fino para ser filtrado por el colador solamente, se puede usar un *relleno*. Este es un filtro de grava y arena que se coloca alrededor del colador que filtra el suelo y que es filtrado por el colador. En este caso el diámetro del pozo se hace 20 cm más grande que el colador para rellenar el espacio anular con el filtro de grava y arena.

Pozos horizontales. Los pozos horizontales de 8 cm de diámetro y hasta de 30 m de longitud se han empleado con éxito en el drenaje de laderas. Los pozos se construyen haciendo en la colina una perforación ligeramente inclinada hacia arriba para interceptar el estrato acuífero. El agujero se reviste con un tubo con perforaciones o ranuras para mantenerlo abierto y poder extraer el agua.^{4:5}

Se han usado combinaciones de pozos verticales y horizontales para drenar suelos estratificados y formaciones de roca permeables con juntas. El pozo vertical intercepta los estratos drenándolos hacia el pozo horizontal situado en el fondo del primero. El pozo horizontal actúa como un dren, un colector y un tubo para la eliminación del agua. Debido a las dificultades en hacer la intersección de los dos pozos, el pozo vertical (el más fácil de perforar) se hace de varios decímetros de diámetro.

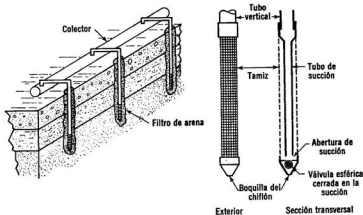
Se han empleado grandes túneles horizontales de drenaje para sacar agua de acuíferos profundos debajo de laderas. Se pueden perforar desde el interior del túnel drenes horizontales más pequeños para localizar zonas de excesiva permeabilidad como son las juntas o las zonas de falla. El túnel es principalmente colector y conductor; sin embargo, también puede drenar directamente las formaciones adyacentes.

Pozos filtrantes de pequeño diámetro (wellpoints). Los pozos filtrantes (wellpoints) son tubos de pequeño diámetro que se hincan en

el suelo directamente o por medio de un chiflón de agua. Generalmente se colocan en línea recta a lo largo de los lados del área que se va a drenar y sus extremos superiores se conectan a un tubo horizontal de succión llamado *colector*, como se muestra en la figura 4.18a. De acuerdo con el tipo de suelo que se va a drenar, se instalan uno o dos pozos filtrantes cada 2.50 metros de colector. El colector termina en una bomba auto-cebante, especialmente construida para el trabajo de los pozos filtrantes. Cada bomba opera de 50 a 100 pozos filtrantes.^{4,6}

Se han inventado muchos dispositivos para las puntas de los tubos (figura 4.18b). La punta para hinca consiste en un tramo de tubo resistente de 5 centímetros de diámetro; a su extremo inferior se le une una sección perforada de 0.60 a 1.20 metros de longitud cubierta con una malla de tela metálica y terminando en una boquilla cónica de acero. Cuando el tubo se va a hincar usando chorro de agua se le coloca una válvula esférica de goma en el extremo inferior. Durante la hinca por chorro de agua a presión, ésta se bombea dentro del tubo y sale en el extremo, por la válvula. Esta operación abre un hueco en el suelo que permite al tubo hundirse hasta su posición definitiva. Cuando el tubo se conecta al colector de succión, se cierra la válvula y el agua entra en el tubo a través de la malla de tela metálica colocada en su parte extrema inferior.

La malla que se emplea en el extremo del tubo (con huecos de 0.3 a 0.6 mm) es un filtro adecuado para arenas medianas. En suelos más finos



a. Dibujo recortado que muestra un pozo filtrante arenado en terreno anexo al colector

b. Construcción de un pozo filtrante

se coloca un filtro de arena alrededor de la punta del tubo para aumentar el área efectiva del pozo, reducir al mínimo la velocidad de filtración y proporcionar un filtro mejor. El filtro se instala perforando o inyectando agua para formar un agujero de alrededor de 30 cm de diámetro. La punta del tubo (de 7 cm de DE) se centra en el agujero y se coloca arena graduada limpia, como la que se emplea en concretos, alrededor de la malla. El pozo filtrante *arenado* se puede sellar rellenando con arcilla el espacio anular por arriba de los estratos permeables si es necesario emplear drenaje al vacío.

La efectividad de los pozos filtrantes en suelos de grano fino se aumenta sellando el tubo en los estratos superiores con tapones de arcilla y manteniendo un vacío en el colector todo el tiempo, aunque sea poca el agua que se extraiga del suelo. Al aplicar vacío dentro de la masa de suelo, la presión atmosférica tiende a forzar la salida del agua de los suelos más gruesos y reduce la presión neutra y disminuye la relación de vacíos de los suelos más finos. El equipo de bombeo para los trabajos con pozos filtrantes generalmente incluyen bombas de vacío.

Como los pozos filtrantes operan por succión la distancia vertical máxima desde la toma de la bomba hasta el nivel del agua en el extremo de los tubos es de 7.50 a 9.00 metros. Si la excavación tiene una profundidad mayor de 7.50 m por debajo del nivel freático, el bombeo debe hacerse en dos o más etapas como se muestra en la figura 4.19. La primera etapa consiste en una hilera de pozos filtrantes que se colocan en el terreno y se ponen en operación tan pronto como la excavación llegue al nivel freático. La excavación se reanuda tan pronto como el nivel freático haya bajado por la acción de los primeros pozos filtrantes. Se coloca una segunda hilera de pozos filtrantes cuando la excavación alcanza nuevamente el nivel freático ya deprimido. En las excavaciones que tienen una profundidad de 15 metros por debajo del nivel freático original la extracción del agua se ha hecho colocando pozos filtrantes en tres o cuatro niveles.

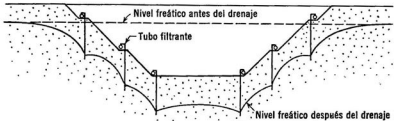


Fig. 4.19 Sistemas de etapas múltiples en pozos filtrantes.

Hay puntas especiales en las que se emplean pequeñas bombas inyectoras de agua en sus extremos inferiores; de esta manera el agua del pozo filtrante es impulsada hacia afuera en vez de aspirada. Con este tipo de puntas se puede extraer el agua desde 15 o más metros. Este sistema tiene dos desventajas: primera, se necesitan dos tubos colectores, uno para suministrar el agua a la bomba inyectora y otro para la descarga. Segunda, el sistema es menos eficiente mecánicamente y la capacidad de extracción de cada pozo filtrante es menor que cuando se usan las puntas convencionales.

Los pozos filtrantes han dado buenos resultados en el drenaje de suelos de permeabilidad alta y mediana, como los de arenas gruesas y los de arenas finas limpias y los pozos filtrantes con vacío han tenido algún éxito en suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos arenosos. El éxito depende en gran parte de la experiencia y habilidad de las personas que hacen la instalación.^{416, 417}

Efectos desfavorables del drenaje. Cuando se emplea el drenaje para resolver problemas de mucha agua o presión excesiva se pueden crear nuevos problemas. Al reducirse el esfuerzo neutro se aumenta el esfuerzo efectivo y la resistencia del suelo y el aumento de esfuerzo efectivo produce consolidación. Si hay estratos compresibles se pueden producir asentamientos en las estructuras ubicadas dentro de la zona de depresión del nivel del agua.

El drenaje de las arenas mejorará temporalmente su resistencia produciendo tensión capilar y aumentando el esfuerzo efectivo. Esto permite hacer excavaciones pequeñas con taludes muy pendientes y sin entibación. Si el trabajo se prolonga por mucho tiempo la arena se seca, la tensión capilar desaparece y los taludes de la excavación se derrumbarán con pérdidas de vida y propiedades.

El drenaje sin filtros apropiados puede producir sifonamiento y hasta cavidades en el suelo; estas cavidades se derrumban pronto causando la destrucción de lo que haya arriba de ellas. La erosión por filtración (sifonaje) hacia dentro de drenes y los salideros de las cloacas causan algunas veces el hundimiento de los pavimentos y pisos de basamentos, especialmente en suelos arenosos o limosos.

Recarga. El efecto perjudicial del drenaje en las estructuras que están dentro de la zona afectada por éste, se puede controlar por una *recarga artificial*. Esta recarga consiste en bombear agua hacia dentro del terreno en la zona comprendida entre el sistema de drenaje y las estructuras. Esto se hace corrientemente empleando un sistema de pozos filtrantes, similar al que se emplea para el drenaje, pero con un espaciamiento mayor. El régimen de bombeo en los pozos debe ser el necesario para mantener un nivel constante del agua subterránea debajo de las estructuras que puedan

ser afectadas. La velocidad con que se introduce el agua en el terreno es menor que la de drenaje. Desde luego, el gasto de drenaje debe ser aumentado debido a la mayor elevación del nivel freático en los pozos de recarga. Es necesario mantener un control preciso y constante de la entrada de agua para evitar una recarga deficiente o excesiva.

Electroósmosis. Si se pasa una corriente continua a través de un suelo de baja permeabilidad la velocidad de drenaje se aumenta grandemente. Los pozos filtrantes sirven de electrodos negativos y varillas de acero hincadas en el suelo a la mitad de la distancia entre los pozos filtrantes, hacen de electrodos positivos. Se emplea una corriente eléctrica de 20 a 30 amperes por cada pozo y de 40 a 180 voltios. La cantidad de energía que se necesita es de 0.65 a 13.00 kwh por cada metro cúbico de suelo drenado.

La electroósmosis requiere un equipo costoso y el costo de operación es relativamente alto; por estas razones sólo se emplea cuando los métodos menos costosos no producen suficiente drenaje.

Desecación. El drenaje del suelo por evaporación es un proceso extremadamente lento y es ineficaz si la masa de suelo puede reponer por capilaridad el agua evaporada. Se han usado galerías de ventilación para secar estratos de arcillas en las laderas de colinas, cuando la arcilla está expuesta a entumecerse (expandirse) y perder resistencia, durante las estaciones húmedas.

Drenaje por consolidación. Los suelos cohesivos blandos y húmedos no se pueden drenar por los métodos de gravedad, ni aun por los de vacío o electroósmosis; sin embargo, puede ser necesario reducir su humedad para que tenga suficiente resistencia para soportar pesadas cargas concentradas sin asentamientos perjudiciales o fallas. La consolidación que es la eliminación del agua por la reducción del volumen de los poros por compresión, es un procedimiento efectivo, a pesar de su inherente falta de velocidad.

La consolidación se produce cargando el suelo con tierra, piedra triturada, mineral de hierro o cualquier material pesado que se pueda adaptar a las irregularidades del asentamiento. Si el material que se emplea para cargar el suelo es impermeable, se coloca una capa de arena debajo del relleno para que el agua del suelo que escapa al ser comprimido, pueda drenar libremente.

Este proceso se puede acelerar de dos maneras. Una es poniendo una sobrecarga de tierra que exceda la carga máxima que vaya a soportar el suelo. La consolidación parcial debida a la sobrecarga, que puede producirse en un tiempo limitado, es equivalente a un mayor grado de consolidación para la carga máxima que soportará el suelo y que requeriría mayor tiempo para producirse. La consolidación también se puede acelerar por medio de drenes verticales, llamados *drenaje de arena* o pilotes verticales de

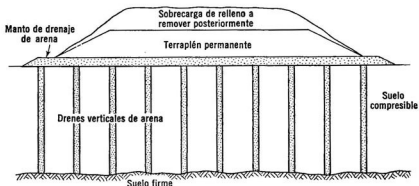


Fig. 4.20 Drenaje por consolidación, acelerado por drenes verticales de arena y sobrecarga.

arena ^{4:8, 4:9} (figura 4.20). Los pilotes de arena se construyen hincando un tubo de 30 a 40 cm de diámetro con una placa en el extremo inferior que se pueda quitar. El tubo se llena de arena y después se saca quedando la arena en el agujero. Estos drenes se colocan debajo del relleno y se separan en ambas direcciones de 2 a 6 metros. Los extremos superiores se unen a un dren de capa de arena que se coloca sobre ellos. El objetivo de estos drenes es reducir el camino que tiene que recorrer el agua que se elimina por efecto de la compresión del suelo y, por lo tanto, se aumenta la velocidad de consolidación. Son muy efectivos en depósitos de arcilla homogénea de gran espesor, donde la consolidación sería muy lenta de otra manera. En los depósitos que tienen estratos alternos de arcilla y arena su ayuda es pequeña porque el recorrido del flujo entre dichos estratos es corto.

En suelos muy blandos es imposible colocar toda la sobrecarga de una vez para producir el drenaje necesario, pues el suelo es demasiado débil para soportar esa carga; en tales casos la carga se aplica por etapas. La segunda etapa se difiere hasta que el suelo se haya consolidado y adquirido la resistencia suficiente para soportar la carga total.

4:7 ACCION DE LAS HELADAS

Acción de las heladas y sus consecuencias. Cuando la temperatura media diaria permanece por debajo de cero grados centígrados por un periodo de tres o cuatro días, la humedad del suelo en la superficie del terreno se congela. Cuanto más larga e intensa es la temperatura fría a mayor profundidad se extiende la congelación. El resultado de la congelación es un levantamiento de la superficie del terreno, conocido por *le-*

levantamiento por congelación, que algunas veces es tan grande como 30 cm en la parte norte de los Estados Unidos de América. Si se hace una excavación en un terreno congelado que haya tenido ese levantamiento, se verá que el suelo ha cambiado considerablemente. Su humedad ha aumentado grandemente y la mayor parte del agua se ha concentrado en capas o lentes de hielo que yacen paralelas a la superficie del terreno. La magnitud del levantamiento raramente es uniforme y la fuerza que ejerce este suelo al expansionarse puede levantar caminos, muros y edificios u otras construcciones.

El levantamiento por congelación es particularmente perjudicial en los pavimentos de las carreteras y aeropistas, porque éstos se construyen, en general, directamente sobre la superficie del terreno. El levantamiento desigual puede agrietar las losas de un pavimento de concreto o inclinar las losas aisladas formando ángulos. El levantamiento debajo de los pavimentos flexibles produce combaduras u ondulaciones en la superficie. Las estructuras pequeñas con cimentaciones poco profundas, como los puentes pequeños, alcantarillas, muros, bocas de alcantarillas y edificios ligeros, sufren a menudo los efectos del levantamiento por congelación, si sus cimentaciones están sobre suelos sometidos a esos efectos. Los almacenes frigoríficos se levantan, agrietan y separan por desigual levantamiento causado por un aislamiento inadecuado de los pisos.

La acción de las heladas no se limita solamente al proceso de levantamiento. Cuando la temperatura vuelve a subir el suelo comienza a deshielarse desde arriba, que es donde el aire más caliente y los rayos del sol están en contacto con el suelo. La porción superior del suelo se vuelve húmeda y blanda a medida que las capas de hielo se derriten y permanece mojada hasta que el exceso de agua pueda drenar hacia abajo a través de estratos más profundos, cuando desaparece la helada.

El deshielo debajo de un pavimento de una carretera o aeropista convierte el suelo en un líquido que soporta el pavimento. El peso de un camión o de un aeroplano, con el suelo en esas condiciones, hace que ese suelo líquido brote por las juntas de expansión en los pavimentos de concreto (efecto frecuentemente llamado *bombeo*) o forme huecos llamados *hervideros de fango*, en los pavimentos flexibles (de asfalto). El deshielo debajo de la cimentación de una estructura puede producir la falla, ya que el suelo lleno de agua y blando tiene poca capacidad para soportar cargas pesadas.

La acción de las heladas es, por lo tanto, la combinación de dos procesos: primero, congelación del suelo y formación de capas de hielo que causan el levantamiento por helada y segundo, el deshielo de las *lentes de hielo* que produce un exceso de agua libre en el suelo, lo cual reduce la resistencia del mismo.

Mecanismo de las heladas.^{4:10} Cuando el agua pasa del estado líquido al sólido se expande alrededor de 10 por ciento. En un suelo saturado que tenga una relación de vacíos de 0.7, el aumento de volumen del suelo sería del 4 por ciento o un levantamiento de 2.5 cm aproximadamente, en un suelo helado hasta una profundidad de 62.5 cm. Sin embargo, el levantamiento que se ha observado en esas condiciones pudiera ser tanto como 10 ó 12 cm. Además, ya que el promedio de humedad y la relación de vacíos aumentan durante el proceso de congelación, se debe llegar a la conclusión que la expansión del agua en los poros no es la causa principal del levantamiento. El examen de los suelos helados indica que el levantamiento es aproximadamente igual al grueso total de todas las capas de hielo que se han formado durante este proceso; por lo tanto, la conclusión a que se llega es que la formación de las capas de hielo (y el aumento en la humedad promedio del suelo) es la causa básica del levantamiento del suelo.

La temperatura en las profundidades del terreno permanece prácticamente constante todo el año, mientras que la temperatura justamente debajo de la superficie del terreno fluctúa con la temperatura del aire. Después de un período de frío en el que la temperatura está por debajo de la de congelación, se establece un gradiente térmico en el que el punto a 0°C está por debajo de la superficie del terreno, como se muestra en la figura 4.21; este punto define la *línea de congelación*. Ni la línea de congelación ni el gradiente térmico son fijos; ambos varían con la duración e intensidad del frío. La línea de congelación no se encuentra a una profundidad constante, porque su situación depende de la densidad, saturación y composición del suelo.

Por arriba de la línea de congelación, la temperatura está ordinariamente por debajo del punto de congelación del agua; sin embargo, en huecos muy pequeños, como los poros de los suelos de grano fino, el punto de congelación puede bajar hasta -5°C. Así, justamente arriba de la línea de congelación, el agua se congelará en los poros grandes, pero permanecerá líquida en los poros adyacentes más pequeños. Cuando el agua se

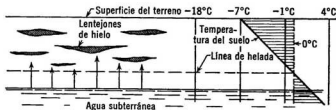


Fig. 4.21 Formación de lentes de hielo en la zona de congelación.

congela en los poros más grandes, la cantidad de agua líquida disminuye en ese punto. La deficiencia en humedad y la más baja temperatura en la zona de congelación aumentan la tensión capilar y facilitan el flujo hacia los cristales de hielo recién formados. Los poros o vacíos pequeños adyacentes se mantienen todavía sin congelar y actúan como conductos que suministran agua al hielo. El cristal de hielo crece hasta que forma una lente o capa de hielo. La tensión capilar inducida por la congelación y la baja temperatura succiona el agua del nivel freático inferior y puede hasta deshidratar y producir retracción en estratos compresibles adyacentes, como los de arcillas y limos micáceos, cuando el nivel freático está fuera de su alcance. El resultado es un gran aumento en la cantidad de agua en la zona helada, y la *segregación* de agua en forma de lentes de hielo.

Para que el agua pueda ser arrastrada hacia dentro de la zona de congelación por las fuerzas capilares, el suelo debe estar saturado o cerca de la saturación. Los suelos parcialmente saturados se congelan, pero el hielo se dispersa en pequeños cristales y el levantamiento es pequeño. Para que se produzca un levantamiento continuo la zona de congelación debe estar dentro de la altura de la ascensión capilar sobre el nivel freático, de manera que el agua puede ser succionada de la de abajo. Si la zona de congelación está saturada, pero por arriba de la altura de la ascensión capilar (por ejemplo, cuando el estrato superior se saturó por la lluvia o los salideros de tubos), la segregación y levantamiento estarán limitados por la cantidad de agua que pueda ser succionada naturalmente de los suelos adyacentes.

Segunda, el suelo debe ser de grano fino. La segregación rara vez ocurre en suelos de grano grueso donde los poros son tan grandes que el agua se congela en ellos a la misma temperatura a que se congela en grietas o fisuras. El agua se congela simplemente en los poros del suelo y el levantamiento, si lo hay, se limita al 10 por ciento de expansión de los poros. Por otro lado, los suelos de granos muy finos son tan impermeables que el agua va hacia las lentes de hielo muy lentamente. La segregación más rápida tiene lugar en suelos cuya permeabilidad es lo suficientemente grande para permitir un movimiento fácil del agua.

Tercera, el gradiente de temperatura del suelo debe ser favorable. Cuando la variación de temperatura con la profundidad (gradiente de temperatura) es muy rápida, la zona de suelo en que el agua de los poros no está helada, pero está por debajo de 0°C , es estrecha. Las capas de hielo que se forman en esas condiciones son más bien finas y el levantamiento es pequeño. Cuando el gradiente de temperatura es pequeño la zona en la que el agua de los poros no está congelada, pero por debajo de 0°C , es ancha y las lentes de hielo tienden a ser gruesas y el levantamiento grande.

El gradiente que varía rápidamente con alternativas de congelación y deshielo puede agravar el levantamiento por congelación en las arenas, pero tendrá poco efecto en los limos y las arcillas.

Suelos susceptibles a la acción de las heladas. La susceptibilidad de los diferentes suelos a la acción de las heladas ha sido estudiada por A. Casagrande y G. Beskow. Ellos encontraron que los suelos de grano grueso, arena y grava sin finos, rara vez están sujetos a la formación de lentes de hielo y a levantamiento perjudicial. Por otro lado, las arenas finas y los limos tienen la combinación óptima de poros finos y relativamente alta permeabilidad que da por resultado una máxima segregación y levantamiento. Las arcillas se consideran como susceptibles a las heladas debido a que las grietas y fisuras pueden permitir el rápido movimiento del agua a través de las mismas. De acuerdo con Casagrande,^{4:12} un suelo uniforme es susceptible a la acción de las heladas si más del 10 por ciento en peso de sus partículas son más finas que 0.02 mm y un suelo de buena graduación es susceptible, si más del 3 por ciento de sus granos son más finos que 0.02 mm. Sin embargo, los estudios de la acción de las heladas realizados en Michigan, indican que aun las arenas pueden ser susceptibles de levantamiento por las heladas bajo ciertas condiciones. La posible acción de las heladas en los diferentes grupos de suelos del Sistema Unificado de Clasificación se da en la tabla 4:2.

TABLA 4 : 2 POSIBLE ACCION DE LAS HELADAS EN LOS SUELOS CONSIDERADOS EN EL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS ^{4:13}

Clase de suelo	Posible acción de las heladas	Clase de suelo	Posible acción de las heladas
GW	Ninguna o muy ligera		
GP	Ninguna o muy ligera	ML	Mediana a muy alta
GM	Ligera a mediana	CL	Mediana a alta
GC	Ligera a mediana	OL	Mediana a alta
SW	Ninguna a muy ligera	MH	Mediana a alta
SP	Ninguna a muy ligera	CH	Mediana
SM	Ligera a a'ta	OH	Mediana
SC	Ligera a alta	Pt	Ligera

Profundidad de penetración de la helada. La profundidad por debajo de la superficie del terreno hasta donde se extiende la temperatura de 0°C se llama *línea de congelación*. Sobre esta línea se produce la congelación y se formarán lentes de hielo, si las condiciones del suelo son apropiadas. La profundidad de la línea de congelación depende principalmente de tres factores: la temperatura del aire, el lapso durante el cual la temperatura permanece por debajo de 0°C y la capacidad del suelo

como conductor calórico. Cuanto más baja es la temperatura del aire y largo el lapso de permanencia por debajo de 0°C , mayor es la profundidad de la línea de congelación; cuanto mayor sea la conductividad térmica del suelo, mayor será la profundidad de penetración de la helada. El mapa de la figura 4.22 indica la profundidad máxima de penetración de las heladas en los Estados Unidos de América. El mapa es solamente aproximado; en las cimas de las montañas la profundidad será mayor; en los suelos muy orgánicos o en las gravas gruesas por arriba del nivel freático, la profundidad será menor.

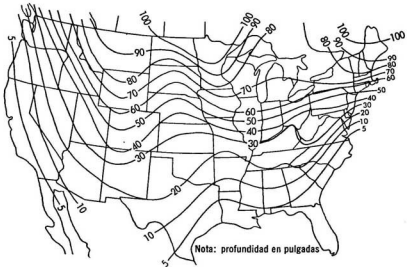


Fig. 4.22 Profundidad máxima de penetración de las heladas en los Estados Unidos de América.

Protección contra los daños de las heladas.

El levantamiento por congelación y los daños producidos por la misma se pueden prevenir corrigiendo uno o más de los factores responsables de la segregación del agua y la formación de las lentes de hielo; éstos son: suelos susceptibles a las heladas, saturación capilar por la ascensión del agua del nivel freático del terreno y temperaturas de congelación del suelo.

Uno de los métodos más efectivos para prevenir el levantamiento por congelación es remover el suelo susceptible a las heladas, hasta la profundidad de penetración de las heladas y sustituirlo por otro suelo que no sea afectado por las heladas. En las regiones donde hay disponibles grandes

cantidades de arenas limpias y gravas, la substitución del suelo es una cura económica y permanente para el levantamiento por congelación.

La saturación capilar causada por la ascensión del agua del nivel freático se puede controlar bajando el nivel freático por debajo de la altura de la ascensión capilar u obstruyendo el movimiento ascendente del agua. Cuando el nivel freático del terreno tiene una pendiente pronunciada o cuando está colgado o aislado en la parte superior de un estrato impermeable en forma de hoya, un drenaje apropiado puede ser muy efectivo para impedir un grave levantamiento por congelación. En áreas planas o en áreas donde la lluvia es excesiva o la fusión de la nieve es seguida rápidamente por la congelación, aun un extenso drenaje puede que no impida la elevación del nivel freático del terreno y la subsiguiente saturación capilar. Una capa impermeable de asfalto, de plástico o de bentonita comercial, puede impedir el movimiento ascendente del agua dentro de la zona de penetración de las heladas. Estas capas impermeables raramente se usan porque son costosas y se perforan por el peso del suelo superior o se deterioran. Las capas de suelos de grano grueso como arena gruesa limpia, grava o piedra triturada (a la que se le haya quitado los finos), colocadas por encima del agua, son diafragmas impermeables efectivos porque rompen la tensión capilar. Deben ser de mayor espesor que la altura de la ascensión capilar a través de ellas y deben estar protegidas por filtros de manera que los suelos finos de arriba o de abajo no penetren sus poros. Estas capas deben estar drenadas porque si se llenaran de agua, agravarían en vez de impedir el levantamiento por congelación.

Las capas aislantes entre la superficie del terreno y el suelo susceptible a las heladas reducen la penetración de la línea de congelación. Estas capas son corrientemente de arena gruesa y grava bien drenadas y frecuentemente se colocan directamente sobre la superficie del terreno y se emplean debajo de los pavimentos o de los pisos de los almacenes frigoríficos. Capas aislantes de espuma de vidrio, espuma plástica y de corcho se usan debajo de los almacenes de muy baja temperatura, ya que su alta eficiencia justifica su elevado costo. Aunque a escala limitada también se han usado debajo de los pavimentos.

Los aditivos químicos parecen ser una promesa para impedir el levantamiento por congelación. Agentes dispersantes como los polifosfatos de sodio mezclados con el suelo, aumentan la densidad del suelo dando por resultado una permeabilidad más baja y menor levantamiento. Los materiales impermeables y los productos químicos que cambian los cationes adsorbidos de los minerales de arcilla, reducen el levantamiento por congelación al alterar la atracción por el agua.

Terreno helado permanente. En Norteamérica, al norte del círculo ártico el suelo permanece helado a gran profundidad todo el año; estos

terrenos se dice que están *permanentemente helados* y en algunas áreas la profundidad helada llega hasta 300 metros. La latitud de los terrenos permanentemente helados no es uniforme y en partes del Canadá y Alaska se encuentran tan al sur como es la latitud N. 62. Islas aisladas de terrenos permanentemente helados en áreas altas o protegidas se encuentran al sur de las zonas continuas y depósitos muy localizados se encuentran en altas montañas en todo el mundo.

La capa superior de este terreno permanentemente helado se puede deshielar en verano; ésta es la *zona activa* y frecuentemente se vuelve blando como un tremedal. Las carreteras construidas en estos terrenos fallan y los edificios se asientan en verano, cuando la zona activa se ablanda. El calor de los edificios aumenta la profundidad de la zona activa y agrava la situación. Estos terrenos a menudo se cubren de una capa aislante de musgo y una vegetación gruesa y de poca altura llamada *tundra*. Esto reduce a un mínimo la profundidad de la zona activa y el remover este aislamiento natural aumentará grandemente la zona activa.

Las cimentaciones y subrasantes deben colocarse por debajo de la zona activa para evitar movimientos o reemplazar el suelo de la zona activa por un material no susceptible a las heladas, como grava o piedra triturada gruesa. Algunas veces se usan capas de material aislante para reducir al mínimo el deshielo de la zona activa. En casos extremos se instalan conductos de aire frío a través del suelo y sistemas de enfriamiento para neutralizar el calor de los edificios y calderas que pudieran agravar el deshielo de la zona activa.

REFERENCIAS

- 4:1 A. Casagrande, "Seepage Through Dams", *Journal New England Works Association*, julio, 1937.
- ✓ 4:2 K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1943, p. 258.
- 4:3 T. A. Middlebrooks, "Seepage Control for Large Earth Dams", *Third Congress of Large Dams*, Vol. 2, Stockholm, 1948.
- 4:4 N. F. Williams, informe personal a G. F. Sowers, 1950.
- 4:5 T. W. Smith y G. V. Stafford, "Horizontal Drains on California Higways", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations División, Proceedings, ASCE*, Vol. 83, SM3, julio, 1957.
- ✓ 4:6 C. I. Mansur y R. I. Kaufman, "Dewatering", capítulo 3, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 1962.
- 4:7 L. Casagrande, "Electro-Osmotic Stabilization of Soils", *Journal Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 39, enero, 1952, p. 51.

252 Filtración, drenaje y acción de las heladas

- 4:8 F. E. Richart, "A Review of the Theories for Sand Drains", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **83**, SM3, julio, 1957.
- 4:9 Vertical Sand Drains for Stabilization of Embankments, Bulletin 115, Highway Research Board, Washington, 1955.
- 4:10 A. W. Johnson, "Frost Action in Roads and Airfields", *Special Report 1*, Highway Research Board, Washington, 1952.
- 4:11 G. Beskow, "Soil Freezing and Frost Reaving with Special Applications to Roads and Railroads", *Swedish Geotechnical Society, 26th Yearbook*, Series C, No. 375, 1935, traducido por J. O. Osteberg, Northwestern University, 1957.
- 4:12 A. Casagrande, "Discussion on Frost Heave", *Proceedings Highway Research Board*, Washington, 1931, p. 168.
- 4:13 The Unified Soil Classification System-Appendix B, Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields", *Technical Memorandum 3-57*, Waterways Experiment Station, Vicksburg, marzo, 1953.
- 4:14 T. W. Lambe, "Modification of Frost Heaving Soils with Additives", *Bulletin 135*, Highway Research Board, Washington, 1956.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

- 1. Referencias 4:1, 4:6 y 4:10.
- ✓2. D. W. Taylor, Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1949.
- 3. C. N. Zangar, "Theory and Problems of Water Percolation", *Engineering Monograph No. 8*, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, 1953.
- 4. The Moretrench Wellpoint System, Moretrench Corporation, Rockaway, N. J., 1967.
- ✓5. C. I. Mansur y R. I. Kaufman, "Dewatering", capítulo 3, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
- 6. M. E. Harr, Groundwater and Seepage, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
- 7. *Pore Pressure and Suction in Soils*, (Proceedings of a Conference by British National Society on Soil Mechanics and Foundation Engineering), Butterworths, Londres, 1961.
- 8. *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils*, A Symposium, Butterworths, Inc., Sydney, Australia, 1965.

9. H. R. Cedergren, *Seepage Drainage and Flow Nets*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1967.
10. "Water and its Conduction in Soils", *Special Report 40*, Highway Research Board, Washington, 1959.

PROBLEMAS

- 4:1 a) Dibujar la red de flujo por debajo de un tablestacado vertical, que penetra 7.60 m en un estrato uniforme de arena de 15.20 m de espesor; $k = 0.03$ cm por segundo.
b) Si el nivel del agua a un lado del tablestacado es 10.70 m por arriba del nivel de la arena y en el otro lado es de 1.50 por arriba del nivel de la arena, calcular el gasto por metro del tablestacado.
- 4:2 Dibujar la red de flujo por debajo de una presa de hormigón de 36.60 m de ancho en la base, que se apoya en un estrato uniforme de arena limosa de 10.70 m de espesor. El fondo de la presa está a 1.50 m por debajo de la superficie de la arena limosa. Calcular el gasto si la carga en la presa es de 19.80 m y la permeabilidad del suelo es de 0.0003 cm/seg.
- 4:3 Dibujar la red de flujo para una presa de tierra de 24.40 m de alto, 4.60 m de ancho en la cresta, con una pendiente de 2.5 (horizontal) a 1 (vertical) aguas arriba y 2 a 1 aguas abajo. La presa se apoya en un estrato de suelo de 7.60 m de espesor que tiene la misma permeabilidad que la presa. La carga de agua es de 21.40 m sobre la base de la presa, el nivel del agua aguas abajo es de 3.00 m sobre la base de la presa.
- 4:4 Hallar el gradiente hidráulico que se requiere para producir la condición de movediza en la superficie de una masa horizontal de arena, a través de la cual fluye el agua verticalmente hacia arriba. La relación de vacíos es 0.63 y el peso específico relativo de los sólidos 2.66.
- 4:5 Calcular el margen de seguridad contra la agitación en el problema 4:1, si la relación de vacíos del suelo es 0.42 y el peso específico relativo de los sólidos 2.67.
- 4:6 Especificar la distribución de tamaños de los granos de suelos que sean satisfactorios como filtros, para los suelos dados en el problema 1:14.
- 4:7 Hacer un croquis de un sistema de pozos filtrantes para el drenaje de una excavación que tiene 16.79 m de ancho en el fondo y se extiende hasta 17.40 m por debajo del nivel freático; indique en croquis separados las etapas de la construcción.

254 Filtración, drenaje y acción de las heladas

- 4:8 a) ¿Cuál de los suelos de la lista presentada en el problema 2:3 consideraría usted para drenaje con pozos filtrantes?
b) ¿Cuál de los suelos de la lista presentada en el problema 1:4 pudiera ser drenado con pozos filtrantes?
- 4:9 Una excavación larga tiene 6.10 m de profundidad y 3.60 m de ancho en el fondo. El nivel freático está normalmente a 3.00 m por debajo de la superficie del terreno. Una sola línea de pozos filtrantes se extiende hasta 3.00 m por debajo del fondo de la excavación y está situada a 4.90 m del eje de la excavación. El suelo es una arena fina con $k = 0.01$ cm/seg. y por debajo de ella, a una profundidad de 10.70 m, se encuentra roca. El nivel freático se mantiene en su nivel original a 61.00 m de la excavación y se ha bajado 4.60 m de su elevación normal a lo largo de la línea de pozos filtrantes.
a) Dibujar la red de flujo hacia los pozos filtrantes como si éstos constituyeran una ranura continua en el terreno.
b) Calcular la cantidad de agua a bombear por pozo, si éstos están separados 1.80 m.
c) ¿A qué nivel debe colocarse el colector?
- 4:10 ¿Cuál de los suelos del problema 2:3 sería susceptible a la acción de las heladas? ¿Se confirmará esto por la tabla 4:2?
- 4:11 a) Calcular el gradiente crítico teórico para una condición de movediza en el ejemplo 3:1.
b) ¿Si se colocaran 60 cm de grava permeable sobre la arena en el fondo de la excavación, hasta qué nivel de agua podría bombearse antes de que la arena fuera inestable? La grava saturada pesa 2,130 kg/m³.
- 4:12 a) ¿Cuál es la máxima carga en el lado inferior de la arena del ejemplo 3:1 que permita achicar la excavación hasta la superficie de la arena y cuál mantendría la relación 1.3 entre el esfuerzo total y la subpresión (un factor de seguridad de 1.3)?
b) ¿Cuál sería el régimen de filtración bajo estas condiciones?
c) ¿Cómo podría regularse el régimen de filtración y la subpresión para mantener el factor de seguridad antes especificado?
- 4:13 Un estrato de suelo yace sobre un lecho de lutita. El nivel freático fluctúa grandemente; la ascensión capilar es de 2.50 m. El suelo tiene una relación de vacíos de 0.48 y un peso específico relativo de los sólidos de 2.67.
a) Dibujar gráficos del esfuerzo vertical como una función de la profundidad para los esfuerzos total, neutro y efectivo, suponiendo que el suelo está seco.

- b) Dibujar gráficos similares suponiendo que el nivel freático está al mismo nivel que la superficie del terreno.
 - c) Dibujar gráficos similares suponiendo que el nivel freático ha descendido hasta quedar a 3 m por arriba de la lutita y que el suelo tiene un 30 por ciento de saturación por arriba de la altura de la ascensión capilar y su espesor es 10 m.
- 4:14 Para construir una pila de un puente fue necesario hincar tablestacas en el lecho de un río para formar una ataguía de 12 por 6 metros. El río tiene 4.80 m de profundidad y el fondo es de arena fina floja de 2.40 m de espesor, debajo de la cual se encuentra grava gruesa. El contratista ignoraba que la arena fina era sólo el relleno de una depresión de la grava, pues la mayor parte del fondo del río a cierta distancia de la ataguía es grava. Las tablestacas se hincaron hasta llegar a la grava donde no fue posible continuar la hinca. (El capataz del contratista creyó que había llegado a la roca). La arena fina saturada pesa 1,950 kg/m³ y tiene un coeficiente de permeabilidad de 0.004 cm por segundo. Después de terminada la ataguía se comenzó el achicamiento de la misma para descubrir el fondo de arena.
- a) Cuando el nivel del agua llegó a x metros por arriba de la arena fina el agua se volvió turbia y comenzó a agitarse. ¿Qué ha sucedido?
 - b) Calcular el nivel x y el régimen de bombeo que se requiere para mantener el equilibrio en ese instante. Despreciar cualquier pérdida de carga en la grava.

Construcciones de tierra: Compactación y estabilización

El suelo es el más antiguo de los materiales de construcción. El hombre descubrió que podía moldear la tierra en bloques que, secados al sol, le servían para hacer los muros de sus casas y aprendió también cómo hacer túmulos de tierra para enterrar sus muertos o construir elevadas plataformas para el culto, mucho antes que descubriera cómo leer y escribir. De manera similar apilaron los escombros depositados por las corrientes o los derrumbios para formar montículos, muros y terrazas. De estas primeras masas de fragmentos de piedra se derivan las más acabadas obras de mampostería. Aunque la mecanización ha mejorado las técnicas de ejecución de la mampostería, las formas básicas han cambiado muy poco durante el último milenio, lo cual constituye un tributo a la ingeniosidad de los primeros constructores y a la permanencia de este tipo de construcción.

El suelo es un material de construcción permanente, como lo demuestran las ciudades prehistóricas con murallas de barro y los túmulos que se encuentran en muchas partes del mundo. Los enfoques científicos para el uso del suelo y de la roca como material de construcción, no comenzaron hasta los años treinta y han evolucionado los trabajos con tierra. Actualmente es posible utilizar la tierra y la roca en la construcción de presas, rellenos para soportar edificaciones y avenidas para el tránsito y subrasantes que puedan resistir las cargas concentradas de las ruedas, en condiciones que antes se consideraban impropias.

A pesar de los milenios de exitosa experiencia, las construcciones de tierra conducen a fracasos técnicos y financieros si no se tiene cuidado tanto en el proyecto como en la construcción. El ejemplo siguiente demuestra los problemas que se pueden presentar cuando el control ingenieril se ha aflojado.

Para disponer de una alameda a nivel que atrajera a los clientes de una gran tienda situada en un área montañosa, fue necesario hacer cortes

hasta de 12 m de profundidad en las partes superiores de la colina y rellenar 9 m en las áreas más bajas. En el contrato para las obras de explanación se especificaba que el relleno se colocara en capas de 20 cm de espesor y se compactara hasta obtener el peso específico medido por pruebas en obra. Para adelantar la fecha de apertura de la tienda y tener los beneficios de las grandes ventas de Navidad, el propietario, sin atender las protestas de su ingeniero, pasó por alto las especificaciones de la compactación. El trabajo se hizo durante el verano anterior, que había sido seco y caliente. El relleno se colocó en capas hasta de 45 cm de espesor y se apisonaron con un cilindro pesado, hasta que estuvieron duras. El propietario se convenció de la buena calidad del relleno cuando sólo pudo introducir unos centímetros una barra de 2 cm de diámetro golpeándola con una mandarina de 5 kg.

Todo el mes de diciembre fue lluvioso y acudieron a la tienda multitudes de clientes. Las áreas de relleno, no pavimentadas se empaparon como si fueran inmensas esponjas. Se produjeron asentamientos hasta de 10 cm en las losas del piso y, en algunas cimentaciones de las columnas que descansaban sobre el relleno. Partes del área de estacionamiento, que estaba pavimentada, se asentaron más de 15 cm, se formaron charcas y los patronos se quejaron.

Los ensayos del relleno que se hicieron en el área que se asentó, demostraron que la compactación había sido pobre. La apariencia de dureza que tenía se debía a que terrones de arcilla seca se habían juntado por el rolado formando una masa abierta, pero rígida. Los terrones se deshicieron al humedecerse y el relleno se asentó, transformándose en una masa húmeda esponjosa. Fue necesario colocar un nuevo relleno en el área de estacionamiento. En las áreas edificadas fue necesario hacer el recalce de las cimentaciones y renivelar las losas de piso bombeando mortero por debajo de ellas. El costo final y la demora fueron mucho mayores que el tiempo y el dinero ahorrado al no seguir las especificaciones del proyecto.

La tecnología moderna ha hecho posible que se puedan construir grandes estructuras de tierra y de roca, rápida y económicamente, que serán más duraderas que los monumentos de la antigüedad, si cada etapa de las operaciones, desde el proyecto hasta la construcción es ejecutada adecuadamente. Sin embargo, si alguna etapa del trabajo queda fuera de control, se producirán grandes problemas, como los expuestos en el caso anteriormente relatado. El ingeniero debe estar íntimamente familiarizado con los materiales, el comportamiento final de los mismos y con las operaciones de la construcción todo lo cual es necesario para obtener los resultados que se requieren, si es que la obra ha de llenar su cometido y satisfacer a su propietario:

5:1 EL SUELO Y LA ROCA COMO MATERIALES DE CONSTRUCCION

Cuando el suelo o la roca partida se emplean como materia prima para la construcción, sufren tantos cambios que al final apenas se parecen a lo que eran en su estado inalterado original. La excavación es el primer paso en el proceso de los cambios: la estructura se rompe por voladuras o por la acción de la pala o trailla; los diferentes estratos se mezclan y la humedad aumenta o disminuye de acuerdo con el estado atmosférico. En algunos casos el suelo se modifica exprofeso para mejorar sus características: se puede mezclar con otros suelos, se le puede añadir productos químicos para cambiar sus propiedades físicas y químicas o puede unirse entre sí por medio de un agente cementante. El paso final, que es la colocación del suelo o la roca en la obra, ocasiona todavía más cambios: el mezclado produce una composición relativamente uniforme y la compactación controla la relación de vacíos, que frecuentemente es mucho menor que el que tenía el suelo original y muy cerca de él en algunas rocas. Cada paso, desde el depósito inalterado hasta la construcción terminada, debe considerarse como una operación de ingeniería que es parte de un proceso de fabricación; cada una de estas operaciones debe ser cuidadosamente planeada y adecuadamente supervisada para asegurar un producto satisfactorio.

Usos del suelo y de la roca en construcciones. El uso más importante del suelo y de la roca partida es la construcción de rellenos. Un *relleno* es un depósito artificial para levantar el nivel del terreno y algunas veces para poner aparte los residuos industriales, desperdicios o basuras. El material con el cual se construye el relleno se llama *relleno*, *material de relleno* o *préstamo*. Los rellenos tienen muchas aplicaciones. Los rellenos largos y estrechos, llamados *terraplenes*, se emplean en los ferrocarriles y carreteras que atraviesan áreas bajas o actúan como presas o diques para embalsar agua. Los rellenos se usan en la construcción de edificios para nivelar zonas en terrenos accidentados. Si se construyen adecuadamente pueden soportar estructuras pesadas con seguridad y asentamientos muy pequeños. Los rellenos se colocan detrás de los muros de sostenimiento de tierras y de los mamparos, para alcanzar un determinado nivel del terreno y salvar así el espacio entre el muro y el suelo original.

La cimentación o suelo que soporta el pavimento de una carretera o aeropista es la capa *subrasante*. La subrasante puede ser la superficie del suelo virgen o las capas de suelo o de roca partida especialmente preparadas y artificialmente compactadas. Los propios pavimentos algunas veces se construyen con suelo o roca partida. En estos casos se suele modificar con aditivos y agentes ligantes para dar al pavimento suficiente resistencia a las cargas y al desgaste.

En muchos países se usa la tierra para la construcción de muros. Los ladrillos secados al sol se han usado por miles de años en regiones áridas y en regiones de más humedad se construían muros de tierra apisonando el suelo colocado en moldes provisionales. Las construcciones de tierra son prácticas en regiones donde la mano de obra es barata y abundan la arcilla y la arena; estas construcciones son duraderas si están bien hechas y se protegen de la acción directa de las lluvias y de las inundaciones.

Una tercera técnica antigua, que todavía se sigue, consiste en usar el suelo como enlucido o como mortero sobre un entramado abierto de madera o de cañas. Este original hormigón armado, llamado *embarrado*, se usa donde abunda la madera y donde las condiciones ambientales (lluvia y terremotos) no son favorables para las construcciones con tierra sin reforzar.

Construcción. La construcción de estructuras con suelo o roca requiere un enfoque distinto al que se da a la construcción de estructuras con otros materiales. Primero, deben usarse materiales de la localidad, porque sería muy costoso transportar grandes cantidades del suelo apropiado a grandes distancias. Por ejemplo, al proyectar una carretera se puede usar un terraplén o un puente largo para atravesar un valle. Comparado con el puente el terraplén requerirá una enorme cantidad de material para el mismo fin; pero si ese material se obtiene en la localidad a bajo costo, el terraplén puede ser más barato que el puente. En cambio, si el relleno hay que transportarlo desde gran distancia, el costo puede ser tan grande que el puente resulte más barato. El mismo razonamiento se puede seguir para escoger entre una presa de tierra y una de concreto.

Segundo, el proyecto de la estructura que se vaya a hacer con suelo o con roca debe estar íntimamente relacionado con la construcción de las mismas. Ordinariamente un ingeniero proyecta una estructura suponiendo valores para la resistencia y otras características de los materiales y después redacta las especificaciones que aseguren que las suposiciones que él hizo se cumplirán. Sin embargo, cuando la estructura es de tierra se deben investigar primero los materiales disponibles y su adaptabilidad a la construcción que se proyecta y entonces proyectar la estructura que venga bien con las características de los suelos o de la roca disponibles. Con frecuencia el proyecto tiene que ser modificado después que se ha empezado la construcción, para compensar algunos cambios en los materiales, que no fueron previstos. El proyecto de estructuras, cuando se emplean suelos o rocas está subordinado al problema de ingeniería de preparar un material adecuado y económico para la estructura. Los problemas de ingeniería relacionados con la selección y preparación de estos materiales se tratan en este capítulo, y el proyecto de estructuras de tierra, como terraplenes y presas se tratan en el capítulo 11.

Finalmente, el constructor debe ejercitar su iniciativa ingenieril al preparar los materiales, desde la excavación hasta la compactación. Debe guardarse de usar métodos, que si bien dieron buenos resultados en un trabajo, puede que no sean apropiados para operar con los materiales del nuevo proyecto. Por ejemplo, un constructor que encontró que la inundación facilitaba la compactación de la arena húmeda, quiere, muy a menudo, inundar todos los rellenos; el resultado probable, si el suelo es arcilla, es que se formará un lodazal que no soportará carga alguna en años.

Objetivos en la construcción con tierra. La obra hecha con tierra, ya sea un relleno para una carretera, un terraplén para una presa, el soporte de una edificación o la subrasante de un pavimento, debe llenar ciertos requisitos:

1. Debe tener suficiente resistencia para soportar con seguridad su propio peso y el de la estructura o las cargas de las ruedas.
2. No debe asentarse o deformarse tanto, por efecto de la carga, que se dañe el suelo o la estructura que soporta.
3. No debe ni retraerse ni expandirse excesivamente.
4. Debe conservar siempre su resistencia e incompresibilidad.
5. Debe tener la permeabilidad apropiada o las características de drenaje para su función.

La resistencia es el factor principal del suelo y de la roca que se usan en las presas, altos terraplenes y subrasantes y depende de la naturaleza del material del suelo, la humedad y la relación de vacíos. En general la resistencia de un material de tierra aumenta con la disminución de la humedad y la relación de vacíos (o aumento de peso específico). Cuando la calidad del suelo disponible es pobre, es posible, frecuentemente, compensar la deficiencia aumentando su peso específico.

El asentamiento debido a la consolidación y a la deformación elástica es importante en todas las aplicaciones del suelo a construcciones, pero es particularmente crítico en las subrasantes y en los terraplenes que soportan pavimentos o estructuras. El asentamiento del relleno en sí depende de la naturaleza y del peso específico del material de que está compuesto. Para la mayoría de los suelos o rocas partidas, la elasticidad aumenta y la compresibilidad disminuye cuando aumenta el peso específico. Preconsolidando por compactación hasta obtener un peso específico alto, se logra que casi todos los materiales puedan soportar cargas moderadas sin asentamientos perjudiciales.

La retracción del suelo puede ser un factor en la deformación de los pavimentos y de las estructuras sobre relleno y algunas veces es un serio peligro en la pérdida por filtración en las presas de tierra. La magnitud de la retracción depende del carácter del suelo, al peso específico y la pér-

dida de humedad después de la construcción; cuanto mayor es el peso específico y menor el cambio de humedad, menor será la retracción. Los rellenos de roca generalmente no se retraen.

La expansión es extraordinariamente peligrosa porque rompe la forma del relleno dañando los pavimentos y estructuras y también porque va acompañada de una pérdida de resistencia. Depende de la mineralogía del suelo o de la roca, del peso específico y del aumento de humedad después de terminada la construcción. En general la tendencia de un suelo a expandirse aumenta con el aumento de peso específico y se puede controlar mejor por la apropiada selección de los suelos e impidiendo (si es posible) el aumento de humedad.

La pérdida de resistencia y el aumento de compresibilidad están generalmente relacionados con dos mecanismos; el deterioro de la fase sólida o la presión del agua intersticial. El deterioro de los sólidos es una forma de meteorización acelerada como consecuencia de la colocación del material en un nuevo ambiente. La humedad es un factor importante en ese deterioro físico y químico: los minerales arcillosos adsorben agua, se expansionan y se debilitan sus ligaduras; las sales se ionizan para acelerar la reacción química y las ligaduras cementadas entre las partículas se ablandan.

La presión del agua, como se expuso en el capítulo 3, es un factor que influye directamente en la resistencia del suelo y de la roca. La filtración producida por las diferencias en la presión del agua puede erosionar el suelo y algunas rocas, produciéndoles cambios.

Las pérdidas en la calidad del suelo o de la roca se pueden reducir a un mínimo seleccionando los materiales y controlando el agua, tal como se expuso en el capítulo 4. En general cuanto mayor es el peso específico más lento es el deterioro. Además, un material compacto, aunque esté deteriorado, es generalmente mejor que el mismo material en estado suelto. Sin embargo, si el material se expande por la humedad, el excesivo peso específico puede estimular el deterioro.

La permeabilidad es un factor en los rellenos sometidos a inundaciones temporales, en las subrasantes que deben drenar y en las presas. La permeabilidad depende del carácter del suelo y debe ser controlada por la apropiada selección del material del suelo.

Cómo obtener las características que se requieran. Para obtener las propiedades que requiere una obra de tierra terminada, el ingeniero debe controlar la naturaleza del material, la humedad y el peso específico. El control de la humedad es ordinariamente posible durante la construcción; pero después la humedad depende en gran parte del medio ambiente y del uso que se le dé a la obra, que a menudo no está sujeto a control, no obstante lo conveniente que esto sería. El material de algunas obras, como

el paramento aguas arriba de una presa, siempre se llega a saturar; en otras aplicaciones, como las subrasantes, corrientemente se puede proteger el material por drenaje, pero hay todavía el peligro, aunque remoto, de que se pudiera saturar por lluvias anormales. Un adecuado control del agua por medio del drenaje (capítulo 4) es esencial en el proyecto de obras de tierra para mantener las propiedades en grado máximo en condiciones normales; sin embargo, a menos que el ingeniero esté seguro de que el drenaje será siempre efectivo, el proyecto de una obra de tierra debe basarse en la posibilidad de que la humedad del suelo pueda llegar a la saturación.

El control sobre las características del suelo o de la roca está ordinariamente limitado por el material que se tiene disponible y el costo de su excavación y transporte al lugar de empleo. Hay demasiado a menudo una limitada variedad de materiales en una localidad y el ingeniero se ve obligado a seleccionar el mejor entre los que hay disponibles. Algunas veces se puede cambiar el suelo o la roca sometiéndolos a determinados tratamientos, como son el mezclar dos suelos para mejorar la graduación de ambos o añadir un material que les cambie la naturaleza física o química. Ese cambio para mejorar el material se llama *estabilización* y se describirá en la sección 5:6.

La compactación es el medio más adecuado para regular las propiedades del suelo o de la roca. Por medio de la compactación generalmente es posible compensar las deficiencias en la calidad y el deterioro de las propiedades como consecuencia del aumento de humedad. La única propiedad que no es posible mejorar por la compactación es la expansividad; ésta debe regularse por la apropiada selección de los materiales.

5:2 TEORIA DE LA COMPACTACION

Desde tiempos prehistóricos los constructores han reconocido el valor de la compactación del suelo para producir masas fuertes, libres de asentamientos y resistentes al agua. Por más de 2,000 años la tierra ha sido apisonada con maderos pesados, por las pisadas del ganado o compactada por cilindros o rodillos, pero el costo de este trabajo bruto era mayor, en muchos casos, que el valor de la compactación. Por otro lado, si la tierra se descarga meramente en el lugar y no se compacta, frecuentemente falla por el efecto de las cargas y continúa asentándose por décadas. Fue R. R. Proctor quien indicó el camino de la compactación efectiva a bajo costo.^{5:1}

Mecánica de la compactación. La compactación o reducción de la relación de vacíos se produce de varias maneras: reorientación de las partículas, fractura de los granos o de las ligaduras entre ellos seguida por reorientación y la flexión o distorsión de las partículas y sus capas adsorbidas. La energía que se gasta en este proceso es suministrada por el

esfuerzo de compactación de la máquina de compactar. La eficacia de la energía gastada depende del tipo de partículas que componen el suelo y de la manera como se aplica el esfuerzo de compactación. En un suelo cohesivo la compactación está acompañada, principalmente, por distorsión y reorientación, las cuales son resistidas por las fuerzas atractivas de la "cohesión". A medida que la humedad del suelo aumenta la cohesión disminuye, la resistencia se hace menor y el esfuerzo más efectivo. En un suelo no cohesivo o en una roca partida, la compactación del suelo se logra principalmente por la reorientación de los granos, aunque la fractura de los granos en los puntos de contacto es algunas veces un factor secundario importante. La reorientación es resistida por el rozamiento entre las partículas. La tensión capilar de la película de humedad entre los granos aumenta la presión de contacto y por tanto la fricción. A medida que la humedad aumenta, la tensión capilar disminuye y el esfuerzo de compactación se hace más efectivo.

En algunas arenas y en la roca partida el aplastamiento local de los puntos de contacto entre las partículas es el mecanismo más importante de la compactación. La humedad acelera el aplastamiento y por lo tanto ayuda la compactación y esta aceleración del aplastamiento reduce los futuros asentamientos después de ejecutada la obra.

Sin embargo, si la humedad es muy alta, la compactación y la reducción de la relación de vacíos de los suelos, tanto cohesivos como no cohesivos, los lleva a la saturación. El esfuerzo neutro que se crea impide que continúe disminuyendo la relación de vacíos y, por lo tanto, el esfuerzo adicional de compactación que se aplique se perderá. La saturación es, por lo tanto, el límite teórico de la compactación para una humedad dada.

En los suelos no cohesivos y en la roca partida, la permeabilidad es tan grande que no se puede producir la saturación durante la construcción, a menos que la masa esté inundada. El peso específico límite a que pueda llegarse, está regulado por la geometría de las partículas y por el agrupamiento estructural más favorable, que se llama *rellenamiento* y que corresponde a la relación de vacíos mínima.

Relación entre la humedad y el peso específico. La importancia de la humedad del suelo para asegurar la compactación se ilustra en los siguientes experimentos. Una muestra de suelo se separa en seis u ocho porciones; cada porción se mezcla íntimamente con diferentes cantidades de agua, de manera que cada una tenga diferente humedad, variando ésta desde cero hasta un punto intermedio entre los límites líquido y plástico. Cada porción se compacta en un depósito con *exactamente el mismo esfuerzo de compactación*; la humedad y el peso de los sólidos por metro cúbico de suelo compactado, que se denomina corrientemente peso específico seco y se denota por γ_d , se determina por:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V} \quad (5:1a)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + w} \quad (5:1b)$$

Si se dibuja un gráfico con las humedades como abscisas y los pesos específicos secos como ordenadas, la curva que resulta será similar a la de la figura 5:1. Se observa en este gráfico que hay una determinada humedad llamada *humedad óptima*, para la cual el peso específico seco es máximo,

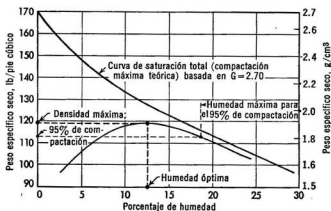


Fig. 5.1 Curva de humedad-peso específico de un suelo cohesivo para un método de compactación y humedad máxima correspondiente a un grado especificado de compactación.

para el método particular de compactación que se haya usado. En un suelo determinado, cuanto mayor es el peso específico seco, menor es la relación de vacíos, cualquiera que sea la humedad; así pues, el peso específico seco máximo es justamente otra manera de expresar la relación de vacíos mínimo o la porosidad mínima.

Para una humedad determinada, la compactación perfecta eliminaría todo el aire del suelo y produciría saturación. Si los pesos específicos secos correspondientes a la saturación con diferentes humedades, se dibujan en el gráfico anterior, resultará una curva que cae completamente por arriba de la primera; esta curva se conoce con el nombre de *curva de saturación total* y representa los pesos específicos teóricos que se obtienen por una compactación perfecta con diferentes humedades. El peso específico máximo teórico de la curva de saturación total, γ_s , se calcula, basándose en el peso específico relativo de los sólidos, para cada humedad dada:

$$\gamma_s = \frac{\gamma_{so}}{w + (1/G_s)} \quad (5:2)$$

Cuando las humedades son altas el peso específico seco teórico es bajo, porque gran parte del volumen del suelo está ocupado por el agua. Cuando las humedades son bajas, el peso específico aumenta, hasta que a cero humedad viene a ser igual a $\gamma_w G_s$, que es el peso de los granos del suelo.

Debido a la geometría de los granos hay un peso específico límite (o relación de vacíos mínima) pasado el cual no es posible reducir más el volumen sin grandes roturas de los granos. Este punto puede estar bastante bien definido en las arenas y es equivalente a la relación de vacíos mínimas, sección 1:11.

En los materiales que tienen granos débiles y porosos, como las cenizas volcánicas, la coquina y las escorias, este límite no se puede definir y el trabajo continuado de compactación producirá aumentos del peso específico hasta que el material se acerque a un sólido, con $\gamma_d \rightarrow \gamma_w G_s$.

El peso específico del suelo compactado aumenta con el incremento de humedad, como se deduce del mecanismo del proceso previamente descrito. El aumento está limitado por la saturación, la curva de saturación total, en cuyo caso el esfuerzo neutro impide una reducción adicional de la relación de vacíos sin una reducción en la humedad. Si la humedad aumenta, el peso específico debe, por lo tanto, disminuir; la pequeña diferencia entre la curva verdadera y la máxima teórica se debe al aire atrapado en los poros. La humedad óptima es una condición en la que hay suficiente agua para permitir que los granos se deformen y tomen nuevas posiciones, pero no tanta como para llenar los poros.

En las arcillas la humedad óptima para compactación por cilindrado está con frecuencia muy cerca o ligeramente por debajo del límite plástico. En las arenas la rama seca de la curva de humedad-peso específico seco no está bien definida, figura 5.2. Algunas veces se eleva hacia el máximo peso específico para humedades muy bajas, porque hay poca tensión capilar que se oponga a la nueva posición de los granos.

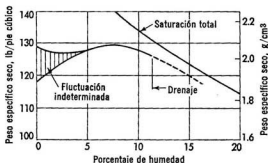


Fig. 5.2 Curva de humedad-peso específico para una arena media.

Energía de compactación. Si un segundo grupo de muestras de suelo se prepara con diferentes humedades, como se ha descrito anteriormente, y se compacta con una energía diferente, se obtendrá una curva similar de humedad-peso específico seco, pero con humedad óptima y peso específico máximo diferentes. Cuanto mayor es la energía, mayor es el peso específico máximo y más baja la humedad óptima.

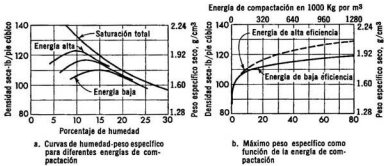


Fig. 5.3 Efecto de la energía de compactación en las curvas de humedad-peso específico y peso específico máximo.

La relación entre la energía de compactación y el peso específico seco máximo se indica en la figura 5.3; no es una relación lineal y se necesita un gran aumento en la energía para producir un pequeño aumento en el peso específico. La manera como se aplica la energía tiene un efecto significativo en el peso específico; en los suelos no cohesivos, así como en la roca triturada o partida, la vibración, que reduce la fricción entre los granos, es particularmente efectiva; en los suelos cohesivos, la presión, que flexa y fuerza los granos a tomar nuevas posiciones, es mejor. Un gran número de aplicaciones de pequeñas presiones no es tan efectivo como el mismo esfuerzo total aplicado en una sola vez, porque las fuerzas pequeñas no pueden vencer la resistencia de cohesión para mover los granos, no importa la frecuencia con que se apliquen. La duración del esfuerzo influye a veces en el peso específico obtenido. En los suelos de grano grueso, el esfuerzo neutro que se opone a la compactación cuando la humedad es alta, no se puede desarrollar si la energía de compactación se aplica tan lentamente que el agua pueda drenar. En algunas arcillas, una aplicación rápida de la energía de compactación parece que moviliza la resistencia viscosa del agua y es menos efectiva que si dicha energía se aplica lentamente.

Pruebas de compactación. Se han establecido un número de normas arbitrarias para determinar las humedades óptimas y los pesos espe-

cíficos máximos, que representan las diferentes energías de compactación, tal como se aplican con el equipo mecánico empleado en la construcción con suelo. Las más simples y usadas son las pruebas Proctor, así llamadas por su autor R. R. Proctor, que fue el que primero desarrolló el concepto de humedad óptima-peso específico máximo.^{5:1}

Proctor normal (ASTM D 698. AASHO T 99. British Standard 1377, 1948): Veinticinco golpes con un pisón que pesa 5.5 libras, cayendo de una altura de 12 pulgadas, en cada una de las tres capas iguales de material colocado en un molde cilíndrico de 4 pulgadas de diámetro y 1/30 pie cúbico de capacidad.* La energía es de 12,400 libras/pie por pie cúbico, que es comparable a la que se obtiene con equipos de compactación ligeros o con un apisonado completo.

Proctor modificada (ASTM D 1557. AASHO modificada):

Veinticinco golpes con un pisón que pesa 10 libras, cayendo de una altura de 18 pulgadas, en cada una de las cinco capas iguales de material colocado en un molde cilíndrico de 4 pulgadas de diámetro y 1/30 pie cúbico de capacidad.* El esfuerzo es de 56,200 libras/pie por pie cúbico, que es comparable al que se obtiene con los equipos de compactación más pesados, en condiciones favorables de trabajo.

En la mayoría de los suelos el peso específico máximo que se obtiene siguiendo el Método Modificado es de 3 a 6 libras por pie cúbico mayor que la que se obtiene por el Método Normal. Hay otros procedimientos para obtener la humedad óptima y el peso específico máximo, como los de presión estática y el de presiones de amasado, que representan mejor las condiciones de trabajo en la obra; sin embargo, su uso no se ha generalizado porque el equipo de prueba es más complicado y los resultados no son tan diferentes, en muchos suelos, como para justificar el mayor costo.^{5:3}

Estas pruebas de laboratorio están limitadas a suelos con partículas de tamaño más fino que 2 cm; para materiales más gruesos, como rocas partidas y gravas, es necesario hacer ensayos pilotos en obra a escala natural.

Porcentaje de compactación. Compacidad relativa. Es conveniente, con frecuencia, expresar el peso específico seco de un suelo como un porcentaje del máximo, tal como se define por uno de los dos métodos estándar o por cualquier otro método que se haya especificado. Esto es el *porcentaje de compactación*, que puede exceder del ciento por ciento. El peso específico seco máximo del ensayo de compactación en el laboratorio es una función del método de compactación. La relación de vacíos mínima

* Si el suelo contiene muchas partículas mayores que las que pasan por el tamiz Núm. 4, el cilindro tendrá 6 pulgadas de diámetro y la misma altura y los golpes se aumentarán a 55 por cada capa.

(y su peso específico seco equivalente) como se definió cuando se explicó la compacidad relativa de los suelos no cohesivos, sección 1:21, es el límite para todos los métodos de compactación que no rompen las partículas. Por lo tanto, no hay una relación fija entre la relación de vacíos mínima y el peso específico máximo como el definido por un determinado grado de compactación. Los máximos pesos específicos para las arenas, por el Método Proctor Modificado, son generalmente equivalentes a compacidades relativas entre el 95 y 100 por ciento.

5:3 EVALUACION DE LOS MATERIALES

La evaluación de los materiales incluye la determinación de la cantidad y calidad de los materiales disponibles, las pruebas de los suelos para determinar sus propiedades físicas, cuando estén compactados y la selección del material y el grado de compactación que deba usarse en la construcción.

Reconocimiento de campo. El primer paso es un reconocimiento de todos los depósitos de suelo que puedan usarse. La profundidad y la extensión de los diferentes estratos de suelo se determinan por medio de sondeos con barrena en puntos de una cuadrícula trazada sobre el terreno, como se describe en el capítulo 6. Se tomarán muestras de 200 g aproximadamente de cada uno de los diferentes materiales en cada sondeo a la profundidad a que aparezca el suelo apropiado para extraer.

Evaluación preliminar del suelo. Se hace una evaluación preliminar de las muestras del suelo basada en experiencias anteriores; para esto puede ser de gran ayuda el Sistema Unificado 5:2 o el Sistema de Caminos Públicos (capítulo 2), porque ambos están suplementados con una apreciación del comportamiento de los mismos, como se indica en la tabla 5:1.^{5:2} En varios de los estados de los EE.UU., los Departamentos de Carreteras han desarrollado sistemas que son aplicables a los problemas de los suelos que les son peculiares. Como estas apreciaciones están basadas en el comportamiento en obra, la clasificación es un método rápido y barato para estimar las propiedades del suelo compactado y determinar su posible utilidad para la construcción.

Estudio de compactación. En los suelos que, por el reconocimiento de campo y la clasificación, se estime que son aprovechables y apropiados para relleno, se toman muestras nuevamente para obtener suficiente material (25 ó 50 kg) para hacer ensayos más extensos. Algunas veces, con objeto de evitar la duplicidad en la toma de muestras, se toman de primera intención muestras representativas mayores; pero la manipulación y el transporte de muchas muestras de 25 ó 50 kg es dificultoso.

Cada muestra se ensayará para determinar su humedad natural o *humedad de campo* y obtener su curva de humedad-peso específico por

270 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

alguno de los procedimientos estándar; entonces se prepararán muestras con diferentes porcentajes del peso específico máximo, como 92, 95 y 97 por ciento, generalmente con la mayor humedad compatible con el grado de compactación.

Se pueden hacer pruebas de retracción y expansión sumergiendo en agua muestras compactas y determinando el porcentaje de aumento de

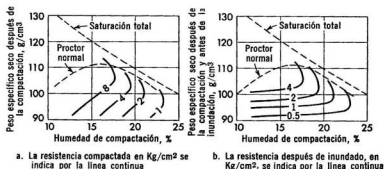


Fig. 5.4 Relación de la resistencia a compresión sin confinar (resistencia a esfuerzo cortante sin drenaje) de un suelo cohesivo compactado, con la humedad y el peso específico seco. (Según Seed y Chan.^{5:26})

volumen y secándolas para determinar el porcentaje de reducción de volumen. La suma de los porcentajes de aumento y disminución de volumen se llama *porcentaje de cambio de volumen*. Los rellenos hechos con suelos que tengan un cambio de volumen mayor de 5 por ciento pueden requerir un tratamiento especial para impedir que su humedad cambie tanto que produzca daños por expansión o retracción.

Se pueden hacer pruebas de resistencia y consolidación de muestras compactadas reproduciendo las peores condiciones posibles en la obra. A menos que se esté seguro que el suelo nunca llegará a estar saturado, las pruebas se hacen después de empapar el suelo compactado con agua bajo la futura carga de confinamiento o saturando el suelo bajo contrapresión. Los resultados de los ensayos se pueden presentar sobre el gráfico de coordenadas de humedad-peso específico en forma de "curvas de nivel" de asentamiento bajo una carga dada o curvas de igual resistencia bajo una presión de confinamiento dada, como se muestra en la figura 5.4 o como función del peso específico, figura 5.5.

Resistencia y compresibilidad de suelos coherentes compactados.^{5:4, 5:10, 5:20, 5:7} Las propiedades físicas de un suelo compactado dependen grandemente del material del suelo, la humedad y el peso específico. En

los suelos cohesivos son importantes además, la estructura y las condiciones de la compactación que la producen. Cuando un suelo cohesivo se compacta con humedades inferiores a la óptima se forma una estructura conglomerada; cuando se compacta con humedades altas, se forma una estructura dispersa con las partículas escamosas alineadas paralelamente.

La resistencia sin drenaje, típica, de un suelo cohesivo a medida que se compacta y con una presión de confinamiento constante, se muestra en la figura 5.4a. Para un peso específico constante la resistencia dis-

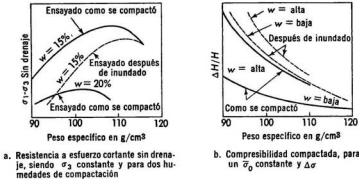


Fig. 5.5 Resistencia a compresión sin drenaje y compresibilidad como funciones del peso específico seco del suelo compactado.

minuye con el aumento de humedad; para una humedad constante la resistencia aumenta con el incremento de peso específico. Una excepción de lo anterior ocurre cuando se acerca a la curva de total saturación. El aumento de peso específico produce algún aumento en la presión intersticial, con lo cual la resistencia sin drenaje disminuye. Esto sucede algunas veces cuando el suelo se compacta con una humedad muy por arriba de la óptima y puede dar como resultado una falla por esfuerzo cortante durante la construcción. A esto se le llama "sobrecompactación" y se evita por medio de un control adecuado de la humedad.

La resistencia sin drenaje de un suelo cohesivo compactado después de inundado (bajo una presión de confinamiento constante) se indica en la figura 5.4b. Aunque la humedad es aproximadamente la misma después de la inundación, para pesos específicos iguales, la resistencia disminuye ligeramente con el aumento inicial (compactación) de humedad, probablemente porque la estructura del suelo cambia de la forma agregada más fuerte a la dispersa más débil. Como en el caso anterior, la resistencia cae rápidamente cerca de la curva de saturación total con el aumento de peso

272 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

TABLA 5 : 1 CARACTERÍSTICAS Y VALORES DEL SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION

Clase (1)	Características de compactación (2)	Máximo peso específico seco, Proctor normal (kg/m ³) (3)‡	Compresibilidad y expansión (4)	Drenaje y permeabilidad (5)
GW	Buena: tractor, llantas de goma, ruedas de acero o cilindro apisonador vibratorio	2,000-2,160 (125-135)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable
GP	Buena: tractor, llantas de goma, ruedas de acero o cilindro apisonador vibratorio	1,840-2,000 (115-125)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable
GM	Buena: llantas de goma o rodillo de patas de cabra ligero	1,920-2,160 (120-135)	Ligera	Drenaje deficiente, semipermeable
GC	Buena a aceptable: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1,840-2,080 (115-130)	Ligera	Drenaje deficiente, impermeable
SW	Buena: tractor, llantas de goma o cilindro apisonador vibratorio	1,760-2,080 (110-130)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable
SP	Buena: tractor, llantas de goma o cilindro apisonador vibratorio	1,600-1,920 (100-120)	Casi ninguna	Buen drenaje, permeable
SM	Buena: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1,760-2,000 (110-125)	Ligera	Drenaje deficiente, impermeable
SC	Buena a aceptable; llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1,680-2,000 (105-125)	Ligera a mediana	Drenaje deficiente, impermeable
ML	Buena a deficiente: llantas de goma o rodillo de patas de cabra	1,520-1,920 (95-120)	Ligera a mediana	Drenaje deficiente, impermeable
CL	Buena a aceptable: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1,520-1,920 (95-120)	Mediana	No hay drenaje, impermeable
OL	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1,280-1,600 (80-100)	Mediana a alta	Drenaje deficiente, impermeable
MH	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra o llantas de goma	1,120-1,520 (70-95)	Alta	Drenaje deficiente, impermeable
CH	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra	1,280-1,680 (80-105)	Muy alta	No hay drenaje, impermeable
OH	Aceptable a deficiente: rodillo de patas de cabra	1,040-1,600 (65-100)	Alta	No hay drenaje, impermeable
Pt	Inadecuado		Muy alta	Drenaje aceptable a deficiente

* Adaptada de la referencia 5.2.

† Inadecuado si está sometido a heladas.

‡ Los números entre paréntesis de la columna (3) son libras por pie cúbico.

DE SUELOS PARA CONSTRUCCIONES CON SUELOS*

Valor como material de terraplén (6)	Valor como subrasante no sometida a heladas (7)	Valor como capa de base (8)	Valor como pavimento temporal	
			Con paliativo para el polvo (9)	Con tratamiento bituminoso (10)
Muy estable	Excelente	Bueno	Aceptable a deficiente	Excelente
Razonablemente estable	Excelente a bueno	Deficiente a aceptable	Deficiente	
Razonablemente estable	Excelente a bueno	Aceptable a deficiente	Deficiente	Deficiente a aceptable
Razonablemente estable	Bueno	Bueno a aceptable	Excelente	Excelente
Muy estable	Bueno	Aceptable a deficiente	Aceptable a deficiente	Bueno
Razonablemente estable si denso	Bueno a aceptable	Deficiente	Deficiente	Deficiente a aceptable
Razonablemente estable si denso	Bueno a aceptable	Deficiente	Deficiente	Deficiente a aceptable
Razonablemente estable	Bueno a aceptable	Aceptable a deficiente	Excelente	Excelente
Estabilidad deficiente, se requiere alta densidad	Aceptable a deficiente	Inadecuado	Deficiente	Deficiente
Buena estabilidad	Aceptable a deficiente	Inadecuado	Deficiente	Deficiente
Inestable, no debe usarse	Deficiente	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado
Estabilidad deficiente, no debe usarse	Deficiente	Inadecuado	Malo	Malo
Estabilidad aceptable se puede ablandar por expansión	Deficiente a malo	Inadecuado	Malo	Inadecuado
Inestable, no debe usarse	Malo	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado
No debe usarse	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado	Inadecuado

específico, debido al mayor crecimiento del esfuerzo neutro en la estructura dispersa.^{5,24}

La resistencia como una función del peso específico, para distintas humedades, se indica en la figura 5.5a. Generalmente la resistencia sin drenaje aumenta con el aumento del peso específico, aunque este aumento disminuye a medida que se acerca a la saturación.

La compresibilidad de un suelo cohesivo típico como función de la compactación, se indica en la figura 5.5b. En general la compresibilidad disminuye con el aumento del peso específico (o la disminución de la relación de vacíos) y la disminución de la humedad de compactación. Si el suelo compactado se inunda antes de ser sometido a consolidación, la compresibilidad aumenta grandemente. El suelo que ha sido compactado seco es todavía menos compresible que el que ha sido compactado con la humedad óptima, porque la compactación del suelo seco produce más fuerte ligazón de cara a arista que cuando se compacta húmedo.

La expansión potencial de las arcillas aumenta con el peso específico y disminuye con la humedad de compactación. La expansión es generalmente mucho más grande en un suelo compactado con menos humedad que la del límite plástico que en uno compactado húmedo. La expansión se puede reducir al mínimo limitando el grado de compactación y aumentando la humedad hasta el límite plástico o ligeramente por arriba (algo más que la humedad óptima del método normal AASHO).

Selección del suelo y grado de compactación. La selección final del suelo depende de su disponibilidad y características de compactación y del costo de excavación, transporte y compactación. El peso específico que se especifica es el porcentaje mínimo del peso específico seco máximo que dé la resistencia e incompresibilidad necesarias, bajo las peores condiciones posibles futuras de humedad. La tabla 5:2 sirve de guía como instrumento de orientación, antes que se disponga de los datos de las pruebas del suelo.

La cantidad de humedad del suelo que se use en la construcción debe ser compatible con el porcentaje de compactación especificada. Alguna indicación de la variación de la humedad se puede ver en la curva de humedad-peso específico. Si se requiere un alto porcentaje de compactación, la fluctuación en humedad es pequeña; si el porcentaje es bajo, la fluctuación es más amplia. La máxima humedad posible es la intersección entre la línea horizontal correspondiente a la compactación requerida y la pata de la curva de humedad-peso específico adyacente a la curva de saturación total. Este punto, para el 95 por ciento de compactación, se indica en la figura 5.1. Este límite, o una humedad de 1 ó 2 por ciento por debajo, se especifica algunas veces para impedir intentos inútiles al compactar cuando el suelo está demasiado húmedo. Aun límites inferiores

para máxima humedad, como el óptimo, se especifican algunas veces para evitar el aumento del esfuerzo neutro por compactación.

TABLA 5 : 2 CONDICIONES PROVISIONALES PARA LA COMPACTACION CLASES DE SUELOS DEL SISTEMA UNIFICADO

Clase de suelo	Compactación requerida—Porcentaje de Proctor Normal Máximo		
	Clase 1	Clase 2	Clase 3
GW	97	94	90
GP	97	94	90
GM	98	94	90
GC	98	94	90
SW	97	95	91
SP	98	95	91
SM	98	95	91
SC	99	96	92
ML	100	96	92
CL	100	96	92
OL	—	96	93
MH	—	97	93
CH	—	—	93
OH	—	97	93
Clase 1	Más de 2.50 m de relleno que soporta edificios de 1 ó 2 pisos Más de 1.00 m de subrasante bajo pavimentos Más de 0.30 m de relleno bajo pisos Presas de tierra de más de 30 m de altura		
Clase 2	Partes más profundas de rellenos bajo edificios Partes más profundas (hasta 10 m) de relleno bajo pavimentos o pisos Presas de tierra de menos de 30 m de altura		
Clase 3	Todos los demás rellenos que requieran algún grado de resistencia o imprevisibilidad		

Evaluación del relleno de roca. La evaluación de la roca y otros desechos o residuos industriales, como rellenos, es más dificultosa porque las experiencias con estos materiales han sido difíciles de evaluar cuantitativamente. Intervienen dos factores principales: 1) los cambios físicos, particularmente la fragmentación y la trituración durante la excavación, la manipulación y la compactación y 2) el deterioro o cambios fisicoquímicos después de su colocación. Los mismos factores se aplican a los suelos; sin embargo, son más críticos en las rocas y en los desechos industriales. La mayoría de los suelos han sufrido grandes cambios físicos y químicos durante la meteorización y se han ajustado, por lo menos parcialmente, a su ambiente. La roca que se acaba de excavar y los desechos industriales no han sido meteorizados pero en su nuevo ambiente, expuestos al aire, al agua y a la acción de agentes físicos perjudiciales, estos materiales pueden cambiar drásticamente.

TABLA 5 : 3 LAS ROCAS COMO MATERIALES DE CONSTRUCCION

Rocas	Método para excavar	Fragmentación	Deterioro
Granito	Voladuras	Fragmentos irregulares, de acuerdo con la distribución de las voladuras	Probablemente resistentes
Diorita			
Basalto	Voladuras	Fragmentos irregulares, de acuerdo con las juntas	Probablemente resistentes
Toba	Máquinas y voladuras	Irregular, frecuentemente con exceso de finos	Muchas formas se deterioran rápidamente
Arenisca	Máquinas y voladuras	En forma de lascas, dependiendo de la estratificación	Depende del carácter del cementante
Conglomerado	Exceso de finos	Exceso de finos, dependiendo del cementante	Algunas se deterioran para formar arena limosa
Arenisca fina	Máquinas	Bloques pequeños a lascas delgadas y astillas	Muchas se deslizan o se desintegran rápidamente para convertirse en arcilla, acompañada por consolidación y pérdida de resistencia; se deben considerar sospechosas si las pruebas no demuestran otra cosa
Lutita			
Caliza masiva	Voladuras	Fragmentos irregulares, algunas veces en forma de lascas	Las vetas pizarrosas se deterioran, las otras son resistentes excepto a los ácidos
Coquina creta	Máquinas	Fragmentos porosos, exceso de finos comúnmente	Algunas formas porosas se ablandan al humedecerse, las otras se cementan parcialmente con las alternativas de humedad y sequedad
Cuarcita	Voladuras	Irregular, muy angulosa	Probablemente resistentes
Pizarra, esquisto	Voladuras	Irregular en forma de lascas a escamas, de acuerdo con la laminación	Algunas se deterioran por las alternativas de humedad y sequedad
Gneis	Voladuras	Fragmentos irregulares, algunas veces alargados	Probablemente resistentes
Desechos de minas e industrias	Maquinaria	Depende del material, en la mayoría de los casos irregular.	La mayoría de las formas (excepto las ígneas) deben considerarse susceptibles hasta que la experiencia o las pruebas demuestren otra cosa

* Las voladuras a menudo ayudan.

En la tabla 5.3 se da una evaluación preliminar de la roca como material de construcción. Son tantos los factores que intervienen, que una clasificación como la indicada, sólo sirve para indicar qué clase de problemas es probable que se presenten.

Una evaluación más completa requiere ensayos en obra y en el laboratorio. El ensayo en obra es esencialmente un modelo de las operaciones de excavación y construcción que se van a realizar, a una escala suficientemente grande para que se asemeje a la realidad. En la excavación, la manipulación y la compactación se utilizan varias técnicas semejantes a la de la construcción real. Las pruebas del comportamiento de la roca en todas las etapas de la operación demostrarán el grado de alteración sufrido así como sus propiedades ingenieriles.

El deterioro es más difícil de evaluar. El mejor método consiste en examinar antiguos rellenos, áreas abandonadas y montones de desechos del material, así como los cortes hechos en el terreno que hayan estado expuestos a la intemperie por años. Los cambios en la textura, en el color y en la resistencia al deslizamiento con el aumento de profundidad, son indicaciones de deterioro.

El deterioro se puede apreciar cuantitativamente sometiendo muestras idénticas de la roca compactada a diferentes ciclos de humedecimiento y secamiento o exponiendo las muestras por diferentes períodos al medio ambiente a que estará sometida. Después de esta exposición las muestras se someterán a ensayos de cambios de volumen, graduación y resistencia. Un cambio con el tiempo de cualquiera de estas propiedades, es una indicación de deterioro. Una interpretación de los datos de estas pruebas debe basarse en una correlación con el comportamiento de los rellenos hechos con el mismo material.

5:4 EXCAVACION, COLOCACION EN OBRA Y COMPACTACION

La excavación de los materiales, el tratamiento, el transporte, la colocación en obra y la compactación, son etapas importantes desde el punto de vista del costo y del tiempo requerido para la construcción. Todas, especialmente la compactación, son también elementos vitales que determinan la calidad de la obra terminada.

Métodos de excavación. Generalmente el constructor es quien selecciona el procedimiento de excavación de acuerdo con el tipo de material y la disposición del préstamo. Sin embargo, como el método que se siga para excavar afecta la fragmentación del material en pedazos pequeños y la manera como se mezcla, algunas veces es necesario que el ingeniero especifique, más concienzudamente, el método que debe seguirse para obtener el resultado deseado.

La excavación a mano se ha empleado a través de la historia y todavía tiene importancia en zonas de mano de obra barata. La mayoría de los suelos se pueden excavar a mano, pero las gravas gruesas, los boleos y la roca no se pueden excavar a mano eficientemente. Los materiales estratificados se pueden, al excavar a mano, mezclar o separar por capas con igual facilidad y los pequeños bolsones de material inapropiado, se pueden remover con un pequeño costo adicional. El suelo queda bien fragmentado y generalmente requiere poca pulverización adicional.

La *pala mecánica* es apropiada para una gran variedad de materiales, desde los suelos blandos a los boleos y las rocas blandas o en capas. Es también apropiada para las rocas duras que han sido fracturadas con explosivos. Los materiales estratificados se mezclan fácilmente, porque la pala hace cortes casi verticales, pero la separación de las capas es dificultosa y costosa. El trabajo de la pala es más eficiente si excava el suelo en grandes pedazos, pero se puede hacer que fracture el suelo completamente, aunque haya algún sacrificio en la eficiencia. La pala mecánica se adapta muy bien a excavaciones de préstamos profundas, que estén por arriba del nivel freático.

La *dragalina o draga de cubo y cable* es apropiada para la excavación de la mayoría de los suelos, excepto las arcillas duras o los materiales duros o cementados. Los materiales estratificados se pueden excavar mezclados o separados, si las capas no son delgadas. El material se fractura bien y se mezcla por la acción removedora que se produce en el cubo. La draga es más eficiente cuando excava a un nivel inferior al de su propia base y por esta razón excava satisfactoriamente bajo el agua; desde luego, en este caso el material estará empapado.

La *trailla o escrepa* es apropiada para la mayoría de los suelos, excepto las arcillas muy blandas o pegajosas. También puede excavar roca partida. Los materiales estratificados se pueden separar fácilmente, porque la trailla puede excavar capas tan delgadas como de 15 cm. Es posible mezclar algo los estratos haciendo un corte profundo o haciendo el corte en pendiente a través de varios estratos. El suelo se fractura por medio de las cuchillas y por la acción removedora en el cubo de la trailla. La trailla trabaja mejor en excavaciones de préstamos largas porque debe moverse en línea recta durante la excavación.

La *niveladora cargadora* es similar a la trailla en lo que se refiere a los tipos de materiales a que es aplicable, pero tiende a producir más pulverización. Trabaja mejor cuando la excavación se hace en zanjas largas y a nivel.

Las máquinas de excavación continua que originalmente se desarrollaron para los trabajos de minería del carbón en capas delgadas, se han adaptado para excavaciones en gran escala de suelo y de roca blanda. Estas

máquinas consisten en una rueda de 3 a 5 m de diámetro que tiene en su perímetro cubetas o cangilones con dientes. La rueda se mueve en un plano vertical en el extremo de un largo brazo o aguilón que está sobre un pivote y puede girar cubriendo todo un sector de terreno con un radio cada vez mayor. Las cubetas de la rueda giratoria corta el material en pedazos pequeños y los deposita sobre un conductor de correa que está montado en el aguilón. El conductor descarga el material en el área de operaciones desde donde es llevado a la obra por los equipos de transporte.

Aflojamiento. Las rocas y los suelos duros no se pueden excavar si antes no se les afloja. Las rocas estratificadas en capas delgadas y algunos suelos duros se pueden aflojar con escarificadoras. Estos aparatos consisten esencialmente en unas hojas en forma de gancho que son tiradas por un tractor o que se montan en una niveladora. Las hojas levantan las capas de roca rompiéndolas en pedazos en forma de lajas y desgarran los suelos duros en fragmentos que pueden ser excavados por las palas mecánicas o las traíllas. Estos aparatos son muy efectivos en las areniscas de delgadas capas, las lutitas, los esquistos, las rocas parcialmente meteorizadas y los suelos duros y frágiles.

En los suelos muy duros y en muchas rocas es necesario emplear explosivos. El empleo de explosivos para las voladuras es un arte muy desarrollado que debe ser planeado y ejecutado por personal experimentado. Sin embargo, el ingeniero debe supervisar este trabajo porque las propiedades ingenieriles del material fragmentado dependen en gran parte de cómo se realizan las voladuras. El tamaño y la graduación de las partículas depende de varios factores: 1) las juntas y la separación de los planos de estratificación, 2) la dureza de la roca, 3) el espaciamiento de los agujeros donde se colocan las cargas explosivas o barrenos, 4) la profundidad volada cada vez (llamada altura del banco), 5) la separación de las cargas explosivas dentro del agujero del barreno y 6) la cantidad y tipo del explosivo. Un "artillero" experimentado puede hacer un buen ajuste para compensar las variaciones de la roca regulando el espaciamiento de los agujeros y el *factor de explosivo* (cantidad en peso del explosivo por metro cúbico de material). En muchos casos es necesario experimentar a tamaño natural para establecer la mejor combinación de distribución de los agujeros o barrenos, tipo de explosivo y factor de explosivo, para producir el tamaño y forma de las partículas que se necesitan para las subsecuentes operaciones de la construcción.

El límite entre suelo y roca presenta muchos problemas en las excavaciones, tanto técnicos como contractuales. La superficie de la roca es corrientemente irregular y a menudo estratos duros tienen debajo vetas blandas. El problema técnico se produce tan pronto como el equipo de excavación choca con protuberancias o pináculos duros en la superficie

de la roca, entonces el movimiento de tierra se hace muy dificultoso o prácticamente imposible. Puede ser necesario recurrir a perforar y volar las protuberancias como si se tratara de una masa de roca sólida, aunque el porcentaje de roca sea muy pequeño. Por otro lado, una masa continua de roca formada por vetas duras y blandas alternadas, algunas veces se puede aflojar con escarificadoras, lo cual permite hacer la excavación con los equipos para suelo. El problema contractual se presenta debido al cambio de procedimiento para excavar y al gran aumento de costo del trabajo debajo de los puntos más altos de roca. Es esencial que los documentos del contrato describan la superficie de contacto entre el suelo y la roca tan precisamente como sea posible y que se fijen claramente los límites de pago para cada clase de material. En algunos casos esto es tan difícil, que el contrato de la excavación se hace globalmente, es decir, considerando una sola categoría de material, *sin clasificar*, que incluye cualquier cosa, desde la basura a la roca. Aunque esto evita cualquier controversia, el costo del trabajo se elevará, pues el contratista debe incluir un alto imprevisto debido a la incertidumbre con respecto a las cantidades de excavación en suelo, que es barata y la excavación en roca, que es costosa.

Regulación de la excavación de préstamo. A menudo es necesario regular la humedad en la excavación de préstamo para que la operación del equipo de excavación sea eficiente y para acondicionar el suelo para la futura compactación. Un drenaje previo es necesario cuando el lugar donde se excava es bajo y húmedo. El arar el suelo y exponerlo al aire y al sol, frecuentemente ayuda a secarlo. La excavación de los suelos duros y secos se facilita aumentando la humedad de los mismos. Si la humedad del suelo es inferior a la óptima es necesario añadir agua para la compactación y cuando el agua se añade en el lugar donde se excava se mezcla con el suelo por las operaciones subsecuentes y es probable que se distribuya uniformemente.

Puede ser necesario tener algún control sobre la graduación del material en el préstamo o en la cantera de roca. Un *rastrillo* unido a un tractor puede separar los boleos y los fragmentos de roca de tamaño mayor. Una topadora o una cargadora de ataque frontal puede a veces echar a un lado grandes terrones de suelo duro o boleos que sean inconvenientes en el relleno. En casos extremos se fabrica una zaranda gruesa con perfiles estructurales y todo el material se pasa por ella para separar los tamaños inapropiados. Esta operación de cribar impide el proceso normal de la excavación y sólo se usa cuando otros métodos para el control de los tamaños mayores, han fracasado.

Es necesaria la supervisión en los lugares donde se hace la excavación para préstamo para asegurar la calidad de los materiales. Esto requiere

técnicos con experiencia que puedan reconocer los suelos especificados y hasta algunas veces es necesario un laboratorio de campo para comprobar humedad, graduación y plasticidad.

Transporte. El transporte del suelo y de la roca es una operación que concierne principalmente al contratista, ya que está íntimamente relacionada con el costo de la obra y que generalmente no influye directamente en la calidad del suelo o de la roca. Sin embargo, si los materiales de varios préstamos se van a combinar o si diferentes materiales de un mismo préstamo se van a separar, como la arena para capas de drenaje y la arcilla para zonas impermeables, entonces el transporte debe realizarse de acuerdo con estos requisitos. Por ejemplo, un transportador de banda no es lo indicado para transportar al mismo tiempo varios materiales diferentes. Los materiales diferentes se pueden separar fácilmente en un solo camión o en cargas de trailla. Si materiales de diferentes lugares se van a mezclar, la proporción se puede controlar por las cargas de camiones.

Durante el transporte se puede presentar algún secamiento o humedecimiento del material, pero esto rara vez tiene importancia, excepto en los conductores de banda largos. Algunas veces se añade agua a los camiones y a las cargas de las traillas, pero generalmente se logra una mezcla mejor cuando el agua se añade antes de excavar el suelo o después de haberlo extendido sobre el relleno.

Colocación en obra y tratamiento. La colocación en obra de los materiales de relleno depende del método de transporte, del tratamiento que sea necesario antes de la compactación y del tamaño del área a rellenar. Los materiales excavados con palas, dragas y niveladoras cargadoras, se transportan en camiones o vagones y se *descargan por la parte posterior* del equipo de transporte en pilas uniformemente espaciadas o se *descargan lateralmente o por el fondo*, cuando se usan equipos especiales, a medida que éstos se mueven, formando largas y estrechas pilas o "camellones". La trailla reparte el material en capas como tiras del ancho de la cuchilla.

Las pilas y "camellones" se esparcen con la topadora (bulldozer) o con la niveladora para formar capas uniformes. Es necesario hacer, generalmente, alguna nivelación de las capas esparcidas por las traillas; al mismo tiempo se separan los materiales no adecuados, como son las raíces, los mazos de yerbas y las piedras grandes.

Si el material está demasiado mojado se cortará y volteará con un arado de discos de manera que se pueda airear y secar al sol. También es necesario cortar el suelo si se presenta en terrones demasiado grandes para compactar. Si el suelo está demasiado seco se le añade la cantidad correcta de agua (más una cierta cantidad para compensar la evaporación) rociándolo; esta agua se mezcla con el suelo arándolo.

En algunos casos es necesario mezclar diferentes suelos, por ejemplo, un suelo seco y otro mojado, para obtener la humedad óptima o una arena y una arcilla para lograr una arcilla arenosa. Si los materiales se transportan en camiones, se descargan en pilas o "camellones" alternados, que después se mezclan pasando las cuchillas transversalmente antes de esparcirlos. Cuando los materiales se transportan en traíllas se colocan en capas delgadas unas sobre otras y se mezclan verticalmente arándolas. Hay varios tipos de mezcladoras móviles que cogen los suelos, los mezclan y pulverizan y los vuelven a colocar ya listos para la compactación.

Características de la compactación de los suelos. La compactación se produce por la reorientación de las partículas o por la distorsión de las partículas y sus capas adsorbidas. En un suelo no cohesivo la compactación ocurre mayormente por la reorientación de los granos para formar una estructura más densa. La presión estática no es muy efectiva en este proceso porque los granos se acunían unos contra otros y resisten el movimiento. Si los granos se pueden liberar momentáneamente, las presiones, aun las ligeras, son efectivas para forzarlos a formar una distribución más compacta. Tanto la vibración como el choque son útiles para reducir el acunamiento de los granos y facilitar la compactación. El agua que fluye también reduce el rozamiento entre las partículas y hace más fácil la compactación; sin embargo, el agua en los poros también impide que las partículas tomen una distribución más compacta. Por esta razón la corriente de agua sólo se usa para ayudar a la compactación, cuando el suelo es de granos tan gruesos que el agua abandona los poros o huecos rápidamente.

En los suelos cohesivos la compactación se produce por la reorientación y por la distorsión de los granos y sus capas adsorbidas. Esto se logra por una fuerza que sea lo suficientemente grande para vencer la resistencia de cohesión o las fuerzas entre las partículas. La vibración y el choque ayudan poco, pues aunque producen fuerza dinámica además de la estática, ésta es grandemente neutralizada por el aumento de la resistencia de cohesión que acompaña a la carga dinámica.

Para obtener la máxima eficiencia la fuerza de compactación debe ser lo suficientemente grande para distorsionar las partículas y mover los granos individuales, pero no tan grande como para cortar la masa. En los suelos no cohesivos la resistencia depende del confinamiento y éste se puede proporcionar aplicando la carga en una amplia área. En los suelos cohesivos la resistencia depende de la relación de vacíos y de la humedad y es mayormente independiente del confinamiento.

Para lograr una compactación eficiente en los suelos no cohesivos se requiere una fuerza moderada aplicada en una amplia área, o choque y vibración. La compactación eficiente en los suelos cohesivos requiere pre-

siones más altas para los suelos secos que para los húmedos, pero el tamaño del área cargada no es crítico. La eficiencia se mejora aumentando la presión durante la compactación a medida que el peso específico y la resistencia aumentan.

Métodos de compactación. Se usan muchos métodos diferentes de compactación; cada uno tiene sus aplicaciones y limitaciones, que deben ser comprendidas por el ingeniero. En muchos trabajos los constructores se quejan de que no es posible lograr el grado de compactación especificado, cuando lo que sucede realmente es que el equipo usado no es el adecuado o no se ha usado correctamente, siendo ésta la causa de la falta de compactación. Muy frecuentemente los datos disponibles del funcionamiento del equipo de compactación no definen las condiciones del trabajo o las características del suelo con suficiente exactitud para que el ingeniero pueda juzgar si el equipo trabajará correctamente en la nueva obra; por lo tanto, el ingeniero debe estudiar el comportamiento mecánico del equipo y, si tiene dudas, hacer pruebas del funcionamiento del mismo.

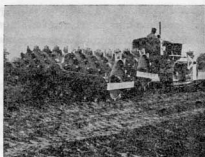
El apisonado es el método más antiguo de compactación. Al apisonar se ejerce una presión momentánea al producirse el choque y alguna vibración y debido a esta doble acción es efectivo, tanto en los suelos cohesivos como en los no cohesivos. El pisón de mano, una maza de hierro o una piedra que pese de 3 a 4 kg, es el más simple, pero el esfuerzo de compactación es tan pequeño que las capas de suelo deben ser de 3 a 8 cm de espesor y con una humedad de 2 a 4 por ciento por arriba de la óptima de la prueba Proctor estándar; además la operación es lenta. Los pisones neumáticos son más rápidos, pero sólo ligeramente más efectivos para producir una alta compactación.

Los pisones que saltan son movidos por un motor de gasolina que los hace rebotar elevándolos en el aire y dejándolos caer sobre el suelo. El piso Barco Rammer (figura 5.6a) pesa 100 kg y salta a una altura de 45 cm y el golpe que produce es capaz de compactar el suelo en capas de 15 a 30 cm de espesor a la máxima densidad Proctor estándar con la humedad óptima.

El *rolado* produce una presión que se aplica durante un tiempo relativamente corto, que depende de la velocidad del rodillo compactador. El *rodillo de patas de cabra* (figura 5.6b) consiste en un cilindro de acero con patas salientes.^{5:19} Con esta máquina se aplica una presión estática alta en un área reducida, de 45 a 60 cm² o un diámetro equivalente de 7.5 a 9 cm. La presión ejercida depende del número de patas que al mismo tiempo hacen contacto con la tierra y del peso del cilindro (que se puede variar cambiando el lastre de agua o arena húmeda en el cilindro). Aunque las presiones pueden ser tan bajas como 7 kg/cm² y tan altas como 84 kg/cm². La mayoría de los equipos que se usan actualmente



a) pisón [cortesía de Barco Manufacturing Co.]



b) rodillo de patas de cobra [cortesía de Le Tourneau-Westinghouse, Inc.]

Figura 5.6 Equipos para compactación del suelo.



c) cilindro apisonador con llantas neumáticas, de cincuenta toneladas [cortesía de Bros, Inc.]



d) rodillo de tambor vibrador de autopropulsión, de quince toneladas.

caen en dos categorías: ligeros, con presiones entre 10 y 20 kg/cm² y medianos, con presiones entre 25 y 50 kg/cm².

Se usan patas de diversas formas; pero hay pocas evidencias experimentales que favorezcan a alguna de ellas.

Debido al pequeño ancho del área cargada, el rodillo de patas de cabra es el más apropiado para los suelos cohesivos, como las arcillas. Los cilindros medianos son capaces de producir pesos específicos mayores que el máximo Proctor estándar, en capas de 15 a 30 cm de espesor (después de compactadas) y con una humedad ligeramente por debajo de la óptima, con seis u ocho pasadas por la superficie. Los cilindros ligeros pueden producir el 95 por ciento del peso específico máximo con humedad óptima, en capas de 10 a 15 cm de espesor.

Un rodillo con patas de cabra modificado, que tiene patas más anchas, hasta de 20 ó 25 cm de ancho, es mucho mejor para los suelos limosos de cohesión baja, porque el aumento del ancho del área cargada produce mayor confinamiento. Esta modificación llamada por los autores *rodillo de patas de elefante*, se hace quitando algunas patas al rodillo normal de patas de cabra y soldándoles unas planchas a las patas que quedan.

Los rodillos a menudo se operan en tándem, como se muestra en la figura 5.6b. Las patas del cilindro remolcado deben tener diferente ordeñamiento que las del delantero, para evitar que las patas del remolcado caigan en las huellas dejadas por las patas del delantero. El aumento principal de presión se puede lograr usando patas grandes y presiones bajas en el rodillo delantero.

El rodillo con patas de cabra se emplea algunas veces para romper los fragmentos en forma de lajas de las rocas blandas, para pulverizar los suelos duros secos o para ayudar en la mezcla o en la adición de agua. Cualquier compactación que se produzca es incidental y probablemente no es beneficiosa en esta etapa de la operación.

Los equipos de llantas neumáticas han demostrado ser excelentes compactadores para suelos no cohesivos o de baja cohesión incluyendo gravas, arenas arcillosas, arenas limosas y hasta arcillas arenosas. Con ellos se aplica una presión moderada en un área relativamente ancha, de manera que se desarrolla una capacidad de carga suficiente para soportar la presión sin falla. El *rodillo ligero de llantas de goma*, que también se llama *de tránsito*, tiene de 7 a 13 ruedas montadas en dos filas y separadas de tal manera que las ruedas de la fila posterior caen entre las dos de la fila anterior. Las ruedas están montadas en pares en ejes oscilantes, de manera que puedan seguir las irregularidades del terreno. Las llantas son similares en tamaño a las de los camiones con caja y cada una produce una carga en el suelo hasta de 1,000 kg, dependiendo de la cantidad de lastre que se coloque en la caja que va montada sobre las ruedas. Con

una presión de contacto de la llanta de 2.5 kg/cm^2 , la carga se aplica en un área que tiene un diámetro equivalente de 23 cm, aproximadamente.

El rodillo pesado de llantas de goma (figura 5.6e) tiene cuatro grandes llantas montadas unas al lado de las otras en un sistema de suspensión que les permite seguir las irregularidades del terreno. La carga la proporciona una caja para lastre que se llena de agua, tierra o hasta palanquillas de acero. Hay varios tamaños, desde 30 hasta 180 toneladas de carga máxima, con presiones en las llantas de 5.25 a 10.50 kg/cm^2 . El tamaño más usado es el de 45 toneladas que ejerce una carga de $11,250 \text{ kg}$ en cada rueda, a razón de 7 kg/cm^2 en un área de un círculo equivalente de 45 cm de diámetro.

Los rodillos ligeros pueden compactar suelos en capas de 10 cm de espesor, a un peso específico que se aproxima al máximo Proctor estándar y con humedad óptima, en tres o cuatro pasadas. Con los rodillos pesados se pueden obtener pesos específicos mucho mayores que el máximo Proctor estándar (tan altos como 105 por ciento del máximo Proctor modificado, en un caso) en capas hasta de 45 cm de espesor, con cuatro o seis pasadas y con humedad ligeramente menor que la óptima.

Los rodillos lisos se usan a veces para compactar suelos no cohesivos. Dan buenos resultados si las capas son delgadas y están bien niveladas, pero tienden a salvar los puntos bajos. Un tipo de rodillo con la superficie de segmentos circulares y espacio libre entre ellos, llamado Kompactor, ejerce una presión baja en un área ancha y es útil para compactar arena, grava y roca triturada. En el rodillo de rejilla, una pesada rejilla de acero sustituye a la superficie lisa del cilindro de acero. Con este rodillo se ejerce una presión relativamente alta en un área pequeña y se ha encontrado que es útil para compactar suelos cohesivos en capas delgadas.

Los vibradores de diferentes formas se han empleado para compactar suelos no cohesivos. El de superficie consiste en una placa curva de metal o zapata en la cual se monta el vibrador. Dentro del vibrador están colocados pesos excéntricos que giran a velocidades de 1,000 a 2,500 revoluciones por minuto, de acuerdo con el modelo y producen impulsos vibratorios hacia arriba y hacia abajo. Los hay en unidades aisladas automotrices que se mueven lentamente de una parte a otra de la superficie y en unidades múltiples montadas en una armazón automotriz. Estos equipos son capaces de compactar suelos no cohesivos a valores tan altos como el Proctor estándar máximo, en capas de 15 a 30 cm de espesor.

Los rodillos vibratorios se han desarrollado para producir al mismo tiempo mayor peso y mayor intensidad de vibración. Una forma consiste en un cilindro de acero de 1.20 a 1.50 m de diámetro que pesa varias toneladas. La unidad vibratoria, movida por un motor de gasolina, se monta sobre el cilindro y comunica los impulsos a éste. Una segunda

forma consiste en un cilindro apisonador de dos ruedas de llantas de goma, con un motor de gasolina que mueve la unidad vibratoria unida al eje y la caja de lastre está suspendida de muelles, de manera que el eje pueda vibrar libremente sin que se lo impida la masa de arriba. Ambos tipos son capaces de compactar suelos no cohesivos en capas de 30 a 90 cm de espesor al peso específico máximo Proctor estándar, en dos o tres pasadas. Los rodillos vibratorios de mayor tamaño, que pesan hasta 15 toneladas, son muy efectivos para compactar roca partida de hasta 60 cm de diámetro en capas tan gruesas como de 90 cm. Se han hallado aumentos significativos de peso específico a 3 m de profundidad después de 3 a 6 pasadas de estas máquinas.

En el proceso de *vibroflotación* se emplea un cilindro vibrador gigante suspendido de una grúa. El agua inyectada desde dentro del cilindro afloja el suelo y permite que el vibrador penetre hasta profundidades de 12 m. La vibración se produce en dirección horizontal y compacta el suelo en columnas cilíndricas de 2.50 a 3.00 m de diámetro. El equipo se saca lentamente y al mismo tiempo se coloca arena en el espacio anular que queda entre el vibrador y el suelo, con lo cual se llena el hueco que deja atrás. El agua abre el hueco para el vibrador y en algunos casos ayuda a que las partículas se reorienten. Este método es apropiado solamente para suelos de drenaje libre, en los que el agua en los poros no impide la compactación. Se puede usar bajo el nivel freático.

La hincas de pilotes es un medio muy efectivo para compactar suelos sueltos no cohesivos hasta grandes profundidades. La vibración del martillo unida a la fuerza de desplazamiento del pilote es ideal, pero el método es lento y costoso. El método que se usa ordinariamente es el mismo que se emplea para la hincas de pilotes de concreto sin tubo de entibación o camisa, pero se emplea arena en vez de concreto. Los pilotes así contruidos se llaman *pilotes de arena*.

Las pasadas de tractores son eficientes compactadoras de suelos no cohesivos colocados en capas no más gruesas que 7 ó 10 cm. La acción que producen es presión estática ligera combinada con vibración.

Los explosivos se pueden usar para compactar suelos no cohesivos muy sueltos, utilizando tanto la vibración como la presión momentánea producida por la detonación.^{8:10} El espaciamiento típico de las cargas es de 3 a 8 m distribuidas en una cuadrícula y colocando los explosivos a profundidades iguales o ligeramente menores que el espaciamiento. Cada carga es de 1.5 a 2.5 kg de dinamita. Este método es más efectivo en suelos secos o saturados, pues en arena húmeda la tensión capilar se opone a la compactación. Aunque son posibles aumentos fantásticos de peso específico en algunas arenas sueltas, los resultados son rara vez uniformes y no son tan seguros como la compactación por vibración.

El *pisón vibratorio* consiste en una zapata curva montada en un vibrador con un peso excéntrico accionado por un pequeño motor de gasolina de un solo cilindro. Estos equipos producen vibración y apisonamiento a alta velocidad y son útiles para compactar suelos no cohesivos o ligeramente cohesivos. Aunque teóricamente deben producir grandes fuerzas impulsivas, gran parte de la energía se disipa en el rechazo elástico. Pueden producir hasta el 95 por ciento del peso específico Proctor estándar máximo, en capas de 5 a 7 cm de espesor.

Los chorros de agua y la inundación se han usado con algún éxito en suelos no cohesivos de gran permeabilidad. La inundación destruye la tensión capilar que impide que los granos se muevan para agruparse en forma más compacta. Los chorros de agua a presión producen, en algunos casos, inundación y una pequeña vibración que ayuda a compactar arenas medianas, pero los resultados son extremadamente erráticos. Puesto que se dispone de métodos modernos de compactación controlada, los chorros de agua y la inundación no deben usarse.

Operación de rellenar o terraplenar.³⁻⁹ La selección del método adecuado para compactar, el espesor de las capas, la presión de contacto y la humedad, son de la responsabilidad conjunta del ingeniero y del constructor, pues afectan la calidad y la uniformidad de la obra de suelo y la velocidad y costo de la construcción.

El factor más importante es la presión en la capa que se está compactando. Como se muestra en la figura 5.7, la presión debajo del equipo de compactación disminuye con la profundidad. Una presión alta aplicada en un área pequeña, como la de un rodillo de patas de cabra, disminuye rápidamente, mientras que una presión moderada sobre un área grande produce una presión más uniforme en toda la capa. La presión promedio en una capa se puede aumentar disminuyendo el espesor de la capa o aumentando la carga superficial. La compactación más eficiente se obtiene

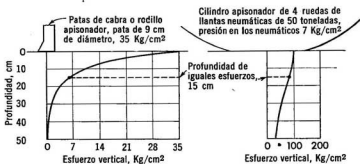


Fig. 5.7 Comparación de los esfuerzos verticales producidos en el suelo por debajo de un rodillo con patas de cabra y de un rodillo pesado con llantas de goma.

corrientemente, con la máxima presión posible que no produzca rotura por exceder la capacidad de carga del suelo. Esto se halla por experimentación. La rotura por aplastamiento se aprecia por los surcos que aparecen en la superficie cuando se emplean llantas de goma o cuando el cilindro de patas de cabra no puede levantarse o "salirse" del terreno en cada pasada sucesiva.

Un suelo suelto sin compactar tiene muy baja capacidad de carga, aunque ésta sea alta una vez compactado. Un equipo pesado operando sobre un suelo suelto probablemente produce fracturas por aplastamiento, a lo que acompaña una pérdida de eficiencia en la compactación, hasta que el suelo adquiera el peso específico suficiente para soportar la carga. Si el suelo se compacta parcialmente al principio con un equipo ligero, la resistencia al aplastamiento aumentará lo suficiente para que pueda soportar posteriormente el equipo pesado. Esta *compactación por etapas* puede ser muy efectiva cuando se requieran altos pesos específicos.

La mejor humedad para la compactación es la óptima para cada método particular. La humedad óptima de laboratorio no es una imagen exacta de la de campo, pero sirve de guía. La óptima de Proctor estándar es una indicación de la que se necesita para rodillos ligeros y la óptima Proctor modificada (unos pocos puntos menor de la estándar), es una indicación de la que se necesita para los equipos más pesados.

En los grandes proyectos se construye un área de experimentación donde se prueban diferentes combinaciones de equipo, presión, espesor de las capas y humedad, para determinar lo mejor para cada suelo diferente. Esto ahorra, a la larga, mucho tiempo y dinero.

Rellenos de roca. Tanto la grava gruesa como la roca partida son excelentes para rellenos porque drenan libremente y no las afectan las heladas; sin embargo, requieren compactación para obtener mayor resistencia y deformabilidad mínima. Si las partículas mayores no llegan a 30 cm el mejor medio de compactación es el rodillo de 45 ó 90 toneladas de llantas de goma.

Los rodillos vibratorios de 5 toneladas y mayores son aún más efectivos. Como se dijo anteriormente, capas hasta de 90 cm de espesor y partículas hasta de 60 cm se pueden compactar.^{5:11}

La mayoría de las rocas se compactan mejor cuando se mojan y además, se aminoran los futuros movimientos. Dos mecanismos están envueltos en este proceso. Primero, los chorros de agua arrastran los finos que están en los puntos de contacto entre las partículas mayores, lo que permite que se acúñen más apretadamente. Segundo, el agua ayuda a romper las puntas de las rocas que están muy esforzadas y al aplastarse se produce un mejor contacto. La cantidad de agua depende de la permeabilidad de la roca; en la roca fina sólo se necesita $\frac{1}{3}$ de volumen de agua por cada

volumen de roca, mientras que en la roca muy gruesa pudiera ser necesaria una relación volumétrica de 1 a 1.

Los fragmentos de roca muy grandes, hasta de 20 toneladas, se compactan descargándolas por volteo y echando agua a presión. La roca se descarga desde una ladera o desde un extremo de un terraplén o pedraplén acabado, de manera que se deslicen y rueden talud abajo. El momentum hace que los fragmentos se acúñen entre sí. Al mismo tiempo chorros de agua de pitones de 7 cm a una presión de 7 kg/cm² o más, arrastran las partículas finas al interior, de manera que las partículas más gruesas puedan hacer contacto entre ellas. Los rellenos de rocas descargadas por volteo son fuertes, pero tienden a asentarse de $\frac{1}{2}$ a 1 por ciento de su altura en un período de cinco a diez años.

Regulación del peso específico. Es esencial hacer constantemente pruebas en el relleno compactado, tanto del peso específico como de la humedad, para estar seguros que el trabajo terminado llenará su cometido.

El procedimiento a seguir para verificar el peso específico depende del carácter del suelo. Si hay poca grava, se emplea un tubo de paredes delgadas de 10 cm de diámetro y 12.5 cm de largo con los bordes afilados en un extremo para facilitar la penetración en el relleno; con dicho tubo se toma una muestra de volumen conocido la cual se pesa y después se ensaya para determinar la humedad y el peso específico seco (figura 5.8). En suelos con grava se usa frecuentemente el *método del cono de arena*. Se hace un agujero en el relleno de 10 a 15 cm de diámetro y 15 cm de profundidad y el suelo extraído se pesa y se determina su humedad; el volumen del agujero se mide llenándolo con arena suelta y seca que se deja caer desde una altura fija a través de un embudo. Una variante del método para medir el volumen, consiste en colocar dentro del agujero una membrana fina de goma y llenarla de agua. Diferentes aparatos para medir el peso específico llamados *balones*, están formados por una membrana de

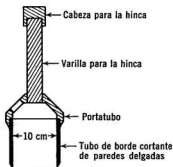


Fig. 5.8 Muestreador para pruebas de campo a fin de determinar el peso específico.

goma retráctil y un equipo que indica el agua suministrada, lo cual facilita la medición del volumen del agujero.

La humedad se determina por el método corriente de secar el material en una estufa a 105°C. Se emplean otros métodos para acelerar el secado, como son el quitar la humedad quemando alcohol o calentando la muestra de suelo a 200°C o por aparatos de lectura directa de la humedad.

En estos aparatos para medir la humedad se emplea presión de gas producida por reacción química o resistencia eléctrica. Estos sistemas rápidos son más exactos en suelos no cohesivos; pero en las arcillas y en los suelos que contienen humedad entre partículas se pueden tener graves errores.

La humedad y el peso específico se pueden determinar midiendo el efecto de las radiaciones nucleares a través del suelo compactado. Con este método se pueden hacer pruebas de superficie en la capa superior del relleno y profundas a través de todo el espesor del relleno; en ambos casos los resultados deben verificarse haciendo ensayos directos de peso específico, porque en algunas suelos hay tendencia a que la calibración sea errática.

Evaluación de la calidad. ^{5:12, 5:13, 5:14} Los requisitos que debe llenar la compactación se especifican corrientemente en términos de porcentaje de compactación. En los suelos no cohesivos otra forma de especificar la calidad es por la compacidad relativa. Estos requisitos se establecen, bien por experiencia o por pruebas, para producir una masa que en conjunto tenga la suficiente resistencia e incompresibilidad. Dentro de la masa habrá variaciones en la calidad debido a las diferencias en la composición del suelo, a la humedad y a la energía de compactación. Cualquier evaluación debe tomar en consideración el efecto de estas variaciones en el comportamiento de la masa total.

Debe hacerse un número suficiente de pruebas para definir las variaciones de la calidad. En grandes rellenos con compactación uniforme es suficiente una por cada capa extendida de relleno y por cada 1,000 o 2,000 metros cuadrados de cada suelo diferente. En rellenos pequeños donde una operación uniforme del equipo de compactación es imposible, son necesarios 2 ó 3 ensayos por capa en cada área, aunque sea pequeña.

Los resultados se representan mejor en un gráfico de distribución de frecuencia, figura 5.9. El promedio y la *mediana* de calidad, así como la variación se pueden determinar fácilmente.

Corrientemente se puede estar seguro de obtener la calidad requerida exigiendo que todas las pruebas excedan un mínimo especificado. La mediana de calidad es, por lo tanto, mayor que la mínima especificada. Sin embargo, este enfoque puede ser, estadísticamente, engañoso. Las áreas donde el peso específico es menor que el especificado se recompactan hasta que cumplan la especificación. Sin embargo, suponiendo que las pruebas se hayan distribuido al azar y que la variabilidad sea también al azar, habrá

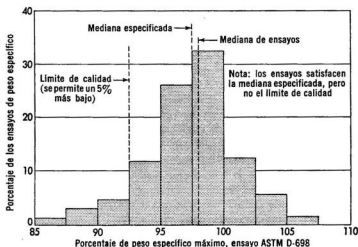


Fig. 5.9 Distribución de la frecuencia del porcentaje de compactación.

probablemente otros puntos no ensayados en los cuales la compactación es menor y que no serán recompactados.

Exigiendo un nivel mínimo de compactación, generalmente se asegura una capacidad adecuada del relleno, porque la mediana está bastante por arriba del mínimo. Además, si se ha hecho un número suficiente de pruebas, las áreas donde no se hayan observado los puntos de compactación deficiente deben estar dispersas y el efecto perjudicial que tienen en el conjunto de la obra es pequeño.

En los grandes rellenos, un requisito estadístico es más real para la compactación. Se señala un nivel de la mediana de los pesos específicos para asegurar el comportamiento final del relleno. Por lo general se permite un límite de variación o *límite de calidad* del 3 al 5 por ciento del máximo menor que la mediana y con no más del 5 por ciento de las pruebas con valores por debajo del límite, si los pesos específicos bajos ocurren al azar. Si están concentrados en una capa o un área, éstas deben ser recompactadas hasta que la mediana satisfaga las especificaciones.

5 : 5 RELLENO HIDRAULICO

Cuando hay que excavar y transportar grandes volúmenes de suelo, el método hidráulico puede ser económico. Esto es particularmente cierto en construcciones ubicadas en zonas de costa u orilla y en la construcción de presas, donde hay disponible suficiente cantidad de agua.

Excavación hidráulica y transporte. La excavación hidráulica se puede emplear en suelos no cohesivos o ligeramente cohesivos. Chorros de agua a presiones tan altas como de 10 kg/cm^2 , empleando chiflones de 5 a 10 cm de diámetro, arrastran el suelo del préstamo y lo hacen correr y esta mezcla de suelo y agua se puede bombear y transportar por tubos varios kilómetros.

El dragado por succión se puede emplear para excavar arena bajo el agua. La arena es realmente chupada a través de un gran tubo flexible, que está unido a una poderosa bomba centrífuga. En la cabeza del tubo de succión se pueden colocar unas cuchillas rotatorias accionadas por un motor, que aflojan la arena y hasta hacen posible que se puedan excavar suelos ligeramente cohesivos. Las arcillas se pueden excavar usando cuchillas rotatorias que cortan el suelo en trozos del tamaño de una toronja grande; estos trozos pueden atravesar la bomba y la tubería sin producir obstrucción.

Las grandes dragas de succión con cabeza de cuchillas pueden excavar grava y rocas blandas, como coquina, lutita y arenisca de grano fino. Los pedazos de roca son arrastrados por la turbulencia del agua a través de la toma del tubo de succión y la bomba y son lanzados a través de la tubería de descarga conjuntamente con el material fino. El diámetro máximo normal de las partículas es de $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ del diámetro del tubo de succión.

La mezcla suelo-agua tiene normalmente el 10 por ciento en peso de sólidos. Si la mezcla tiene demasiada materia sólida se aumentan la pérdida de carga por bombeo y el desgaste; si la cantidad de sólidos es muy pequeña, la excavación es ineficiente. La suspensión se puede bombear dos o tres kilómetros, a través de terreno horizontal, usando solamente la bomba de dragar; para distancias mayores se requieren bombas impulsoras.

Ejecución del relleno. Si la tubería para el relleno hidráulico descarga directamente sobre el terreno se forma un montículo abanicado con el tubo en su parte central. Las partículas más gruesas se asientan junto a la salida del tubo mientras que las partículas más finas son llevadas por el agua hasta que la velocidad de ésta sea tan lenta que se depositan. El *relleno esparcido* tiene taludes con taludes entre 5:1 y 10:1 en arena gruesa, grava y pelotas de arcilla, cerca de la descarga y entre 20:1 y 40:1 en arenas finas, en las partes más anchas del abanico. Los rellenos muy extensos y a nivel se construyen a menudo por descarga directa de esta manera. El tubo de descarga se muda de lugar periódicamente para formar una superficie relativamente plana. Los bordes del relleno se extienden a los lados en taludes de muy poca pendiente.

Para mantener el relleno con taludes de mayor pendiente se emplean bordos, figura 5.10a. Se construye inicialmente un bordo de unos 2 m de altura alrededor del área que se vaya a rellenar. El tubo que transporta

el relleno hidráulico se coloca sobre el bordo o se extiende a través del área a rellenar, teniendo válvulas de descarga o compuertas a intervalos regulares. La suspensión rellena el área limitada por el bordo; los sólidos se asientan con las partículas más gruesas junto al bordo y los finos en el centro del área. El limo y la arcilla en suspensión que no son necesarios se descargan con el agua por unos aliviadores distribuidos alrededor del perímetro del bordo. La proporción de finos que se quiere que se asienten se puede regular por la relación de agua a sólidos y los niveles de los ali-

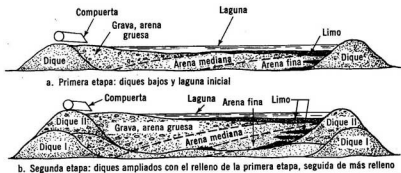


Fig. 5.10 Relleno hidráulico con bordos.

viaderos. Cuanto menor es el tiempo de sedimentación mayor es la velocidad del agua y más grueso será el relleno. Cuando el embalse está lleno se aumenta la altura del bordo con el material grueso excavándolo con una draga. El proceso se puede repetir elevando el bordo cada vez 2 ó 3 m, pudiéndose llegar a alturas mayores de 30 m si se tiene un buen control. Cuando se emplea el relleno hidráulico para la construcción de presas es posible hacer uso de las diferentes velocidades de sedimentación para construir un núcleo impermeable de finos, con respaldos de suelo grueso permeable. Estos aliviaderos de salida se colocan en la parte exterior del relleno en donde se asientan los materiales gruesos; los finos para el núcleo se asientan en el medio del depósito formado.

Compactación de rellenos hidráulicos. Los rellenos hidráulicos de arena y grava así formados, están en un estado relativamente suelto. Como no es práctico compactar cuando se está relleno, estos rellenos quedan generalmente sueltos en toda su profundidad. Los métodos para compactarlos son: la hincas de pilotes, los explosivos y la vibroflotación, pero es difícil obtener buena compactación uniformemente.

La vibración superficial con los equipos que tienen grandes rodillos, puede ser efectiva para estabilizar rellenos de arena suelta hasta profundidades de 3 m. El trabajo debe hacerse en incrementos de una o dos pasa-

das, dejando un intervalo de uno o dos días para el drenaje. Si la arena suelta saturada se vibra demasiado de una vez, se producirá la condición de movediza con una pérdida drástica de resistencia y como consecuencia la arena se tragará al equipo casi sin avisar.

El limo colocado por los procedimientos hidráulicos produce generalmente un relleno extremadamente blando. La hinca de pilotes es efectiva para compactar rellenos profundos de limo, pero los resultados pueden ser algo erráticos. Si el limo tiene cohesión la hinca de pilotes será algo menos efectiva, pero puede ser posible la compactación por consolidación. Una capa gruesa de arena o grava sobre la parte superior del relleno y el peso del propio relleno proporcionarán la carga para la consolidación. Con objeto de hacer más rápida la consolidación se pueden insertar en el suelo pozos filtrantes o drenes verticales de arena; éstos hacen que durante el proceso de consolidación el recorrido para el drenaje del agua que es expelida por el suelo sea más corto.

Los rellenos hidráulicos de arcilla impermeable consisten en pelotas de arcilla dentro de una masa de arcilla muy blanda. Las pelotas de arcilla se concentran cerca de la compuerta de descarga, formando con los otros sólidos, arena, limo y pasta de arcilla, presas irregulares impermeables a distancias cada vez mayores de acuerdo con el tamaño de los sólidos. El agua queda así atrapada en las zonas arenosas por las pelotas de arcilla menos permeables y por la pasta de arcilla, formándose bolsones de suelo no cohesivo suelto y saturado, que pueden volverse movedizos por una ligera vibración.

El primer paso para estabilizar la masa es drenar las zonas arenosas con zanjas o pozos filtrantes; esto permite que la acción capilar estabilice la arena temporalmente y que acelere la consolidación de las arcillas. Una sobrecarga de material permeable acelerará más tarde la estabilización del relleno; sin embargo este relleno nunca será tan bueno, estructuralmente, como un relleno hidráulico compactado de arena o grava.

Los métodos hidráulicos para construir rellenos son muy baratos y se han usado durante muchos años en las construcciones marinas y de presas. Desafortunadamente la calidad del relleno así construido es a menudo pobre y puede que se requieran métodos de compactación muy costosos para que llene su cometido satisfactoriamente.

5:6 ESTABILIZACION DE SUELOS

Con mucha frecuencia los suelos disponibles para construcción no pueden llenar los requisitos de resistencia e incompresibilidad indispensables para su uso en terraplenes o subrasantes. El proceso por el cual se mejora el suelo para que pueda alcanzar los requisitos fijados se llama *estabili-*

zación. En su más amplio sentido, la estabilización incluye la compactación, el drenaje, la preconsolidación y la protección de la superficie contra la erosión y la infiltración de la humedad; sin embargo, al término *estabilización* se le va restringiendo gradualmente su alcance a un solo aspecto del mejoramiento del suelo: la modificación del propio material del suelo.

Requisitos de la estabilización.^{3:17} El modo de modificar y el grado de modificación necesarios dependen del carácter del suelo y de sus deficiencias. En la mayoría de los casos se necesita aumentar su resistencia. Si el suelo no es cohesivo, esto se puede lograr por confinamiento o dándole cohesión por medio de un agente cementador o ligante. Si es cohesivo se puede aumentar su resistencia haciendo el suelo resistente a la humedad, alterando la película de agua adsorbida, aumentando la cohesión con un agente cementador y aumentando la fricción interna. La reducción de la compresibilidad se puede lograr llenando los poros, cementando los granos con un material rígido o cambiando las fuerzas del agua adsorbida por el mineral de arcilla. La inmunidad a la retracción y a la expansión se pueden lograr cementando, modificando la capacidad del mineral arcilloso para la adsorción de agua y haciendo el suelo resistente a los cambios de humedad. La permeabilidad se puede reducir llenando los poros con un material impermeable o modificando la estructura del mineral de arcilla y el agua adsorbida para impedir la floculación. Se puede aumentar la permeabilidad quitando los granos finos o creando una estructura conglomerada. Se han propuesto muchos métodos de estabilización. Desde el punto de vista de su función o efecto en el suelo se pueden clasificar de la siguiente manera:

1. Retención de humedad: que retiene la humedad en el suelo.
2. Resistencia a la humedad: que impide que la humedad entre en el suelo o que afecten a los materiales de arcilla.
3. Cementación: que une las partículas entre sí, sin modificarlas.
4. Relleno: que rellena los poros.
5. Estabilización mecánica: que mejora la graduación del suelo.
6. Alteración físico-química: que cambia el mineral arcilloso o el sistema agua adsorbida-mineral arcilloso.

Un agente estabilizador satisfactorio debe proporcionar las cualidades requeridas y además debe satisfacer las condiciones siguientes: 1) debe ser compatible con el material del suelo; 2) debe ser permanente; 3) debe ser fácil de manejar y preparar, y 4) debe tener bajo costo. Se han empleado muchos materiales, pero con éxito variable. Ningún material llena todos los requisitos y la mayoría son deficientes en la última condición, el costo. Los principales métodos y materiales y sus aplicaciones típicas se describen en los párrafos siguientes.

Aditivos para retener la humedad. La humedad en el suelo proporciona alguna cohesión en las arenas y limos por la tensión capilar y evita el polvo en todos los materiales. Evita la retracción y el agrietamiento en los suelos cohesivos y, por lo tanto, reduce la desintegración que se produce a la primera lluvia que siga a un período de seca. La sal común es un magnífico retenedor de humedad en regiones calientes y relativamente húmedas; se aplica a razón de 15 kg por metro cúbico. El cloruro de calcio a razón de 9 kg por metro cúbico es muy efectivo, especialmente en áreas secas, porque es deliquescente (capaz de tomar la humedad del aire).

Aditivos resistentes a la humedad Los materiales resistentes a la humedad o impermeabilizantes ayudan a mantener el agua fuera del contacto con las partículas del suelo y evitan el ablandamiento y la expansión. Esto se puede hacer de dos maneras: por recubrimiento de los granos o por adsorción preferente. Los materiales bituminosos tales como el FR-3 o 5 o el asfalto rebajado FM-3 ó 5, son los agentes impermeabilizantes más comúnmente usados. La cantidad que se requiere varía de 2 a 7 por ciento, aumentando con el porcentaje de los finos. Estos materiales dan mejores resultados si el suelo es de baja plasticidad, pero en muchos suelos hay tendencia a que se pierda su efectividad con el tiempo. Se han empleado agentes impermeabilizantes resinosos, pero son costosos y pueden deteriorarse grandemente.

Los *agentes hidrófugos* que son adsorbidos por las partículas con preferencia al agua, son una gran promesa. Los silicones y estearatos se han usado con ese objeto y parece que tienen efectos relativamente permanentes. El procedimiento es dificultoso, pues cada partícula debe ser tratada. El método es prometedor, pero hay que desarrollarlo.

Cementación. Una gran variedad de agentes cementantes o ligantes se emplean para cementar. Este es el método más ampliamente usado y de mayor éxito en la estabilización. El beneficio predominante es el aumento de resistencia por cohesión; también se produce una reducción en la permeabilidad en la mayoría de los suelos, ya que el agente cementante llena los poros. Cuando el agente cementante es relativamente rígido, se puede aumentar el módulo de elasticidad del suelo y disminuir la compresibilidad.

Suelo-cemento. En la *estabilización suelo-cemento* se emplea cemento Portland para formar una mezcla como concreto en el propio lugar; en esta mezcla el suelo es el árido. Este tipo de estabilización ha tenido mucho éxito en la construcción de pavimentos de bajo costo para tránsito ligero y como capas rígidas de base para tránsito pesado.

La proporción de la mezcla, para obtener la durabilidad y resistencia requeridas, se determina por un procedimiento de tanteo.^{5:18, 5:19} Se preparan muestras del suelo con diferentes cantidades de cemento y se compactan a la humedad óptima por el método Proctor estándar.

298 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

Algunas veces se usan pesos específicos más altos; sin embargo, hay pocas evidencias que indiquen un mejoramiento significativo en las propiedades del suelo-cemento.

El suelo-cemento es curado en condiciones húmedas, pero no de saturación, porque el curado en obra se limita, por lo general, a retener la humedad de compactación, para lo cual se emplea una membrana impermeable o una capa asfáltica de sello. El tiempo normal de curado es 7 días para el cemento tipo I, porque durante ese período el aumento de resistencia es mayor.

La evaluación del suelo-cemento compactado depende de su uso. Para las capas de base y otras aplicaciones en que quede expuesto a la intemperie, la durabilidad es el factor que regula la cantidad mínima de cemento. Las muestras para prueba se someten a 12 ciclos de congelación y descongelación o 12 ciclos de humedecimiento y secamiento. El cambio máximo de volumen (expansión y retracción) que se permite es 2 por ciento. La máxima pérdida de peso que se permite (después de barrido) varía de 7%, para los suelos A-6 y A-7, a 14% para los suelos A-1, A-2 y A-3. En algunos casos se especifica también un mínimo de resistencia a compresión sin confinar. La cantidad de cemento necesaria es la que corresponde al porcentaje mínimo que satisfaga los criterios anteriormente expuestos. Las cantidades que normalmente se emplean son 8% para los suelos arenosos y 15%, en peso, para los suelos arcillosos.

Las resistencias a compresión sin confinar para el suelo-cemento que contenga el cemento suficiente para obtener la durabilidad normal son desde 14 kg/cm² para suelos arcillosos, hasta 56 kg/cm² para suelos arenosos. Se pueden obtener resistencias más elevadas aumentando el contenido de cemento, más o menos de acuerdo con la relación agua-cemento que se usa para las mezclas de concreto. Sin embargo, un alto contenido de cemento aumenta la humedad óptima.

La clave del éxito en la estabilización con suelo-cemento (como en otros tipos de estabilización) está en mezclar perfectamente. La mayoría de los problemas que se presentan en la estabilización con suelo-cemento provienen de un mezclado deficiente de los suelos cohesivos, donde los terrones de arcilla que no contienen cemento están encerrados en una masa de suelo que contiene un exceso de cemento. Una compactación adecuada también es esencial. Corrientemente esto se hace de la misma manera que si se compactara el suelo solamente. En todos los casos la superficie se termina con un rodillo neumático. El suelo-cemento no tiene una gran resistencia al desgaste. En los pavimentos y en las áreas expuestas a filtraciones es necesario sellar la superficie con una capa delgada de material bituminoso. Esta capa se aplica generalmente después de compactar el suelo-cemento y así sirve también de membrana para el curado.

Algunas veces los coloides orgánicos del suelo impiden su endurecimiento. Todos los suelos orgánicos deben considerarse sospechosos hasta que los ensayos prueben lo contrario. Un tratamiento con hidróxido de sodio, antes de añadir el cemento, a menudo es eficaz para corregir los efectos de la materia orgánica. Un alto contenido de sulfatos en el suelo también es perjudicial y hasta los cementos resistentes a los sulfatos puede que no eviten este inconveniente.

Los usos del suelo-cemento aumentan rápidamente, pero la aplicación más extendida es para capas de base para carreteras. Los ensayos indican que una capa de base de 15 cm de espesor es tan efectiva para distribuir las cargas de las ruedas como una de roca triturada de 30 ó 35 cm de espesor o un concreto asfáltico. El recubrimiento de las zanjas de irrigación y de drenaje con suelo-cemento es económico y conveniente. La protección contra la erosión de los taludes de las presas con suelo-cemento ha reemplazado al empedrado o escollera superficial en los lugares donde la piedra de buena calidad es costosa.

En el *suelo-cemento modificado* se emplea alrededor de un quinto de la cantidad usual de cemento, para mejorar la resistencia y rigidez de suelos que no requieran una completa estabilización. Esto es particularmente útil cuando no se puede compactar el suelo debidamente porque está excesivamente húmedo y cuando no se puede esperar por tiempo seco.

La estabilización con *ceniza ligera y cal* se parece a la estabilización con cemento, porque se produce un cemento puzolánico al reaccionar la cal con la sílice de las cenizas. La proporción entre la sal y la ceniza y la cantidad de este material cementante que deba emplearse se determinan por ensayos. En general se emplea del 10 al 15 por ciento de una mezcla de dos partes de ceniza y una parte de cal que se mezcla con el suelo y se compacta como si fuera cemento Portland.

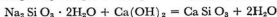
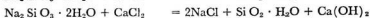
Cementación con asfalto. Los *ligantes bituminosos*, corrientemente los asfaltos rebajados FR-1, FR-3, FM-1 y FM-3, se han usado para subrasantes y pavimentos de bajo costo. Las emulsiones asfálticas también se usan, pero se necesita un período largo de tiempo seco para que la mezcla se cure debidamente. La cantidad de asfalto se determina por pruebas o se hace uso de experiencias anteriores; generalmente es de 4 a 7 por ciento, en peso. La estabilización asfáltica tiene su mayor uso en suelos arenosos con poca o ninguna arcilla, como son los de las clases SW, SP y SM, por lo que éstas se usan con frecuencia.

Cementación química.^{5:20, 5:22} La cementación química consiste en unir las partículas del suelo con un agente cementante, que se produce por una reacción química dentro del suelo. La reacción no incluye necesariamente las partículas del suelo, aunque en la unión o ligazón sí están implicadas las fuerzas intermoleculares del suelo. (El suelo-cemento debe

300 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

clasificarse dentro de la cimentación química, pero generalmente se le asigna una categoría independiente).

Los primeros cementantes químicos fueron los silicatos solubles; por lo general, soluciones de silicato de sodio. En presencia de un ácido débil o de sales metálicas, el silicato se descompone en hidróxido de sodio y gel coloidal de sílice o un silicato insoluble. Las hipotéticas reacciones son las siguientes:



El gel de sílice, $\text{SiO}_2 \cdot \text{H}_2\text{O}$, es una masa viscosa como jalea que con la eliminación del agua se transforma en sílice sólida. El silicato de calcio es un precipitado insoluble al que se llega después de pasar rápidamente por la fase de gel silíceo. La mezcla gel silíceo-suelo se puede manipular y rolar para formar una membrana que se vuelve dura e impermeable.

El precipitado de silicato de calcio llena los poros del suelo de un ligante impermeable en una reacción relámpago, que no permite manipulación alguna. Esta forma se utiliza para inyectar grandes poros y bloquear las filtraciones de agua.

Es posible una reacción retardada usando un reactivo orgánico, *formamida*, que se descompone lentamente para formar el ácido que produce el gel coloidal silíceo. El tiempo de gelificación se puede regular para disponer de un período de unos minutos a varias horas, durante el cual el silicato soluble y el reactivo permanecen en su estado inicial. Este proceso se usa en la estabilización por inyecciones donde la baja viscosidad del silicato no gelatizado permite una mayor penetración en los suelos de baja permeabilidad.

Los silicatos han tenido su más extensa aplicación en la estabilización por inyecciones en arenas y en rocas con juntas abiertas, tanto para dar resistencia como para reducir la filtración de agua. Aunque los silicatos se retraen al secarse y se vuelven frágiles, parece que son relativamente permanentes en un medio húmedo.

Los *monómeros orgánicos* incluyen una amplia variedad de complejos químicos que inicialmente son solubles en agua. Una solución en agua que es típica, de 10 por ciento, se puede mezclar rápidamente con el suelo o inyectarse en los poros del mismo, que es la forma de aplicación más común. Un segundo producto químico llamado activador o catalizador hace que las moléculas del monómero se ligen entre sí; esto se llama *polimerización*. El polímero resultante es un entrelazamiento de las moléculas orgánicas ligadas, con agua atrapada entre ellas. Una reacción similar se produce con ingredientes solubles separados, los cuales reaccionan

juntos en solución en el suelo, para formar un monómero que subsecuentemente se polimeriza. En ambos casos el polímero es un sólido elástico, cuyo peso es mayormente agua y cuya resistencia y rigidez están reguladas por su composición química y por la concentración.

El primero de estos monómeros, ampliamente usado en estabilización, se llama comercialmente AM-9. Este producto es una mezcla de acrilamida-metilénica-bisacrilamida y se usa en una solución al 10 por ciento, que tiene una viscosidad que es solamente 1.5 veces la del agua. Se polimeriza formando un gel gomoso parecido a una gelatina dura. La velocidad de la reacción puede regularse y varía desde unos minutos hasta 10 horas, de acuerdo con la clase y proporción de los activadores.

Un segundo producto similar, el Terranier, es un monómero felónico flavonoide soluble en agua, de bajo peso molecular, que se obtiene de la corteza del pino. Hay dos formas en el mercado, el *Terranier A*, que tiene una viscosidad de 20 a 30 veces la del agua y el *Terranier C* con una viscosidad 2 veces la del agua. Las soluciones catalíticas de sulfato de hierro y formaldehído producen una polimerización en la que el tiempo de formación del gel se puede regular desde unos minutos a varias horas. El gel de color oscuro tiene una consistencia entre gomosa y semirígida.

Un tercer producto con el nombre comercial de Cynaloc es un líquido blanco viscoso. Diluido en igual volumen de agua, que es la concentración usual, es de 10 a 20 veces más viscoso que el agua. La polimerización puede ser regulada entre unos minutos y una hora. El material resultante es una resina relativamente rígida y sólida.

Un cuarto producto es la *cromo-lignina*, que utiliza el líquido residual negro, rico en lignina, de la fabricación del papel de sulfito. El dicromato de sodio o de potasio reacciona con la lignina para formar un monómero orgánico, cromolignina, que se polimeriza lentamente transformándose en un gel de color castaño. Las concentraciones normales son de 10 a 20 por ciento, en peso. La velocidad de formación del gel se regula por la temperatura y la concentración; los tiempos normales varían de 15 minutos a 1 ó 2 horas.

Las mezclas solidificadas de agua-polímeros se retraen mucho generalmente y pierden su continuidad al secarse, pero mantienen su resistencia si están continuamente húmedas. La excepción es el Cynaloc que se retrae ligeramente para formar un sólido rígido y fuerte, semejante a un plástico blanco. La estabilidad a largo término de los polímeros orgánicos está todavía por determinarse. Hay casos de cromolignina de más de una década y de AM-9 de cerca de una década que se mantienen sin signos de deterioro en ambiente húmedo.

La *analina*, un derivado líquido del alquitrán de hulla y el *furfural*, un líquido orgánico de la refinación de los productos del maíz; en la

proporción de dos partes a una, reaccionan para formar una resina viscosa de color rojo oscuro que se endurece lentamente por polimerización, hasta solidificarse. Primero se mezcla uno de los líquidos con el suelo y después el otro, debiendo compactarse el suelo inmediatamente. Se ha comprobado que alrededor de un 5 por ciento, en peso, de la resina es suficiente para la rápida estabilización de la arena suelta y suelos similares, de manera que los caminos así estabilizados se pueden abrir al tránsito a las pocas horas de haber sido tratados.

La reacción química con las partículas del suelo para formar un agente cementante es un proceso prometedor. El ácido fosfórico con un agente humedecedor actúa sobre los minerales arcillosos para formar fosfatos de aluminio. Los ácidos pueden reaccionar con los carbonatos y silicatos disolviéndolos y luego se precipitan y actúan como ligantes entre los granos del suelo.

Congelación. El congelar el suelo es equivalente a cementar con hielo. Se introducen en el suelo tubos coaxiales y por el tubo central se hace pasar hacia abajo un refrigerante a -18°C , que sale por el tubo exterior y enfría el suelo. De esta manera el suelo más blando se puede convertir rápidamente en un sólido fuerte, impermeable e incompresible. Debido a su alto costo y, desde luego, a su falta de permanencia, este método sólo se emplea en emergencias o cuando no se pueda hacer otra cosa. Este método se usó una vez para formar una presa de arco y detener un deslizamiento; también se usó para solidificar el suelo debajo de un rascacielos que estaba en peligro de derrumbarse por un asentamiento excesivo.

Relleno de los poros. Al rellenar los poros de los suelos no cohesivos se reduce la permeabilidad y al mismo tiempo se mantiene la resistencia del suelo, porque se reduce la penetración de agua. Varios materiales se usan con este propósito, incluyendo el cemento Portland, los geles de silicatos solubles, los polímeros de monómeros y la crono-lignina; estos materiales también tienen otras importantes aplicaciones como agentes cementantes.

Los materiales de grano fino como el limo, las cenizas ligeras y la arcilla se pueden usar para rellenar los poros, aunque pueden ser arrastrados gradualmente si los gradientes son altos. Se han empleado materiales expansivos de partículas finas, que pueden alojarse en los poros y que luego se expansionan llenándolos. Un ejemplo es la arcilla muy plástica que es sometida a un tratamiento para demorar su adsorcencia de agua. La emulsión asfáltica o el látex se pueden tratar de manera que se rompa la emulsión dentro de los poros del suelo y forme una masa impermeable. La mayoría de estos materiales se coloca por medio de inyecciones para sellar las formaciones naturales de suelos permeables en los que las filtraciones excesivas son riesgosas o costosas.

Estabilización mecánica. ^{5:20, 5:21} *La estabilización mecánica* es el mejoramiento del suelo por el cambio de graduación. Consiste generalmente en mezclar dos o más suelos naturales para obtener un material compuesto que sea superior a cualquier de sus componentes; pero también incluye la adición de roca triturada o escoria o la tamización del suelo para remover partículas de cierto tamaño.

Se considera que el suelo está constituido por dos componentes: el árido, que incluye todas las partículas más gruesas que un límite arbitrario, como el tamiz No. 40 (0.42 mm) o el No. 200 (0.074 mm) y consiste en granos predominantes redondeados y el *ligante* que es la fracción fina que incluye los granos finos redondeados y los minerales arcillosos. El árido proporciona la fricción interna y la incompresibilidad e idealmente consiste en partículas fuertes y angulosas bien graduadas. El ligante proporciona la cohesión y la impermeabilidad; debe tener suficiente plasticidad para producir gran cohesión, pero no tanta que sea expansivo. De acuerdo con la experiencia, los mejores ligantes (más finos que el tamiz No. 40) son los suelos CL, con límites líquidos menores de 40 e índices de plasticidad entre 5 y 15.

Las cantidades relativas de árido y de ligante determinan las propiedades físicas del suelo estabilizado compactado. Si el suelo no tiene ligante, su fricción interna es alta y es relativamente incompresible, porque las cargas son soportadas por los contactos entre los granos de partículas redondeadas, pero la cohesión es insignificante. Cuando se usan cantidades pequeñas de ligante una parte es atrapada entre los granos redondeados y comprimida fuertemente por la compactación, mientras que la parte restante llena parcialmente los poros. El resultado es un aumento muy marcado de la cohesión, una ligera disminución en el ángulo de fricción interna, una compresibilidad relativamente mayor y una permeabilidad relativamente alta (y un potencial ablandamiento por el agua que circula por los poros). La cantidad óptima de ligante se alcanza cuando el ligante compactado llena los poros sin destruir todos los contactos de grano a grano de las partículas redondeadas. El aumentar la cantidad de ligante después de alcanzado este punto, produce una rápida caída de la fricción interna, un pequeño aumento en la cohesión y mayor compresibilidad.

El proyecto de una mezcla mecánicamente estabilizada es la determinación de la proporción que dará la ligazón óptima. Se han preparado con este objeto varias especificaciones de graduación, basadas en experiencias anteriores, pero la mayoría de éstas no consideran la forma de los granos ni el volumen de agua adsorbido en la arcilla. En un procedimiento racional^{8:19} se separan en cada suelo el árido y el ligante; los áridos y los ligantes se compactan separadamente para determinar el volumen de

vacíos del árido compactado y el peso específico del ligante compactado. La mezcla se proporciona de manera que el total de ligante (de todos los ingredientes) sea del 75 al 90 por ciento del que se requiere para llenar los poros. Las cantidades normales de ligante que se requieren para máxima resistencia, son de 20 a 27 por ciento y son algo menores que las que resultan para el peso específico máximo compactado. La estabilización mecánica se emplea principalmente en las subrasantes de pavimentos y para pavimentos de bajo costo, donde se necesita algún mejoramiento del suelo, pero que no están justificados grandes gastos.

Alteraciones físico-químicas. La alteración físico-química, incluyendo la *estabilización química*, consiste en cambiar las propiedades de los granos de suelo, principalmente de los minerales arcillosos y de su agua adsorbida. El cambio de iones o *cambio de base*, es el cambio de los cationes en la película de agua adsorbida. La plasticidad de las arcillas tiende a disminuir con el aumento de valencia de los cationes. Con la adición, en concentración suficiente, de productos químicos con cationes de alta valencia el suelo es forzado a cambiar, con el resultado de una disminución en la plasticidad. La cal y el cloruro de calcio suministran iones de calcio con valencia 2, lo cual produce un mejoramiento significativo en las arcillas muy plásticas que tienen cationes de sodio o potasio. El sulfato de aluminio y ciertos productos químicos orgánicos también se han usado experimentalmente con este propósito. La cantidad necesaria del producto químico es pequeña, tan baja como 0.1 por ciento, en algunos casos.

La estabilización *electroquímica* implica un cambio de base producido por una corriente eléctrica. Los cationes de aluminio se desprenden de un electrodo positivo de aluminio y emigran en el suelo, hacia el electrodo negativo y en el curso de su movimiento se efectúa el cambio de base. Al mismo tiempo el drenaje por electroósmosis hacia el electrodo negativo que tiene la forma de un pozo, ayuda a endurecer el suelo.

Los *agentes dispersantes*, como el silicato de sodio y el polifosfato de sodio, aumentan la repulsión en las capas de agua adsorbida de la arcilla y hacen que el suelo adquiera una estructura dispersa u orientada. El límite líquido, el índice de plasticidad y la permeabilidad se reducen y se aumenta el peso específico máximo del suelo compactado. El procedimiento es poco costoso, porque se necesita solamente del 0.1 al 0.2 por ciento de productos químicos baratos. Este método se ha empleado con éxito para sellar embalses con fugas.

La coagulación o conglomeración química produce un efecto opuesto al de la dispersión. Las partículas se unen entre sí en cadenas que dejan grandes vacíos entre ellas. Se aumentan la permeabilidad y la plasticidad y disminuye el peso específico máximo del suelo compactado. Esto mejora

los cultivos y el drenaje y se ha usado para mantener la yerba en los taludes empinados.

Los agentes que actúan activamente sobre la superficie y las enzimas (que también se usan como detergentes para lavar) aumentan la capacidad del agua para mojar un material. Si el suelo está demasiado seco para que pueda ser compactado, una pequeña cantidad del agente, generalmente menos del 0.1 por ciento, mezclada con el agua que se añade, ayudará a difundir la humedad uniformemente. Con el uso del agente coagulante se puede aumentar ligeramente el peso específico máximo y la resistencia y la incompresibilidad se mejoran algo.

La *alteración térmica* es la aplicación de un calor intenso para desecar el suelo y hasta producir una limitada fusión y cierta vitrificación. La masa como de ladrillo que se forma, de 2 a 3 m de diámetro, queda permanentemente estabilizada.^{5:23}

Se perfora un agujero vertical de 10 a 20 cm de diámetro, que atraviese toda la profundidad de la masa que se quiere estabilizar. Un quemador de petróleo o gas con aire comprimido se introduce hasta cerca del fondo del agujero, para producir una columna de gases encendidos que calientan las paredes del agujero a temperaturas que exceden los 1,100°C. En los suelos porosos y secos, como los loes, se asegura que los gases encendidos penetran dentro de la masa. Las paredes del agujero se vitrifican rápidamente formando un cilindro vidrioso y después el calor se difunde dentro de la masa por conducción. En una zona de unos pocos decímetros alrededor del agujero el suelo queda parcialmente vitrificado formando una masa como de ladrillo que no se deteriora. A una distancia mayor el suelo se estabiliza por desecación. El costo de la estabilización térmica depende de la humedad del suelo, su conductibilidad térmica y la disponibilidad del combustible. En suelos secos y en áreas donde el combustible es abundante y barato, es aparentemente económica.

Procedimientos para estabilizar. El procedimiento para estabilizar es la parte más crítica de la estabilización, porque la eficacia de cualquier método depende de la proporción de partículas de suelo que son tratadas. La facilidad del tratamiento depende de la cohesión. Los suelos no cohesivos se rompen fácilmente y el tratamiento es fácil, mientras que los suelos cohesivos tienden a formar terrones o grumos impenetrables que impiden el tratamiento. Los materiales secos como el cemento se distribuyen mecánicamente en cada capa de suelo, mientras que los materiales solubles y los líquidos, como el asfalto, se añaden rociándolos.

El proporcionamiento de los materiales secos se hace generalmente por capas. Se coloca una capa de suelo suelto de 15 a 20 cm de espesor, uniformemente distribuida. El peso del suelo por unidad de área se determina ensayando muestras que se han seleccionado. El estabilizador seco se es-

parce sobre la superficie del suelo en la proporción, en peso por unidad de área, que requiera el suelo. Se usan dos métodos. El método de templates (bachas) consiste en distribuir un peso determinado del estabilizador en cada unidad de área de la capa de suelo, definida por una cuadrícula que se hace sobre el terreno. El método del esparcidor consiste en esparcir o distribuir sobre el suelo una capa delgada y uniforme del estabilizador por medio de un aparato mecánico. Este aparato se puede calibrar para un estabilizador determinado, como el cemento, pero hay que reajustarlo por tanteo cuando varía la textura del estabilizador. Los aditivos líquidos se aplican a las capas de suelo rociándolas, para lo cual se emplean bombas con aparatos de medida. Cualquiera que sea el método que se emplee una variación en la proporción de ± 10 por ciento se considera normal y hasta un ± 20 por ciento es corriente. Si el suelo está distribuido en camellones se utiliza la misma técnica. Si la cantidad de estabilizador es grande se coloca formando un camellón paralelo y adyacente al del suelo; si la cantidad es pequeña se coloca directamente sobre el camellón.

La mezcla del estabilizador con el suelo requiere una extensa manipulación de la capa de suelo o el uso de una mezcladora móvil. La manipulación consiste en hacer penetrar el estabilizador dentro de la capa de suelo utilizando un arado de discos o una escarificadora que atraviese todo el espesor de la capa. Es necesario ejecutar muchos pases en direcciones alternadas y diferentes para obtener una mezcla en tres dimensiones. Finalmente se voltea la capa de arriba para abajo con una niveladora, para asegurar que no haya zonas deficientes o excesivamente estabilizadas. Las mezcladoras mecánicas móviles son muy eficaces y pueden producir una mejor mezcla de los materiales. Estas mezcladoras consisten en cuchillas rotatorias de alta velocidad que cortan exactamente y levantan la capa entera, la lanzan de arriba para abajo entre las cuchillas o álabes dentro de la máquina y después depositan la mezcla suelo-estabilizador en una capa uniforme. Se han hecho aparatos similares para mezclar los camellones. En algunos casos se han usado plantas mezcladoras portátiles similares a las que se usan en la construcción de pavimentos asfálticos.

Después de mezcladas las capas de suelo se compactan en la forma descrita anteriormente. La compactación debe seguir a la estabilización antes que se desarrolle cualquier endurecimiento permanente, pues de otra manera la compactación desbarataría cualquier estabilización que se hubiera producido. La estabilización con cemento y con emulsiones asfálticas requieren curado. Es corriente aplicar un riego asfáltico de sello al suelo-cemento inmediatamente después de compactado, para retener la humedad de la mezcla, lo cual es también adecuado para el curado. El tiempo de curado de las subrasantes estabilizadas varía de una o dos semanas, para el suelo-cemento, a unos pocos días para el asfalto de fraguado

rápido. La mayoría de las otras mezclas estabilizadoras adquieren resistencia en el día y, por lo tanto, no necesitan un curado especial.

5:7 LECHADA. ESTABILIZACION POR INYECCIONES 5:24, 5:25, 5:26, 5:27

El sistema de estabilizar el suelo inyectando el agente estabilizador, llamado *inyecciones de lechada* (grouting) permite mejorar la calidad de los suelos naturales y de las formaciones de roca y de los rellenos existentes sin necesidad de excavar, procesar o tratar y recompactar. Estas inyecciones tienen normalmente dos objetivos: mejorar las propiedades estructurales del material o reducir su permeabilidad. Esto se logra rellenando las grietas, fisuras y cavidades de las rocas y los poros de los suelos, con un estabilizador que inicialmente está en estado líquido o en suspensión y que posteriormente se solidifica o precipita.

Materiales para las inyecciones. Muchos de los agentes estabilizadores que se han tratado anteriormente y particularmente los cementos, se utilizan en las inyecciones. Las lechadas deben llenar ciertos requisitos:

1. Suficiente fluidez para que puedan ser bombeadas.
2. El tamaño de las partículas y la viscosidad deben ser compatibles con el tamaño de los huecos que se vayan a rellenar.
3. El lapso de la reacción o del endurecimiento debe ser compatible con el que se requiere para el bombeo y para la difusión a través del suelo o para la dilución por el agua subterránea.

Las propiedades de la lechada deben ser las adecuadas para el suelo o la formación de roca que va a ser inyectada. Las dimensiones de los poros o fisuras determinan el tamaño de las partículas de la lechada que puedan penetrarlos. Por regla general el D_{85} de la lechada debe ser más pequeño que $\frac{1}{3}$ del ancho de la grieta o el diámetro de los poros más pequeños. Si un suelo va a ser inyectado, el diámetro efectivo de los poros es alrededor de $1/5 D_{15}$.

$$D_{85} (\text{Lechada}) < 1/15 D_{15} (\text{Suelo}) \quad (5:3a)$$

$$D_{85} (\text{Lechada}) < 1/3 B (\text{Suelo}) \quad (5:3b)$$

La relación entre el D_{85} de la lechada y el D_{15} del suelo algunas veces se llama razón de facilidad de penetración de la lechada, R_p .

$$D_{85G}/D_{15S} = R_p \quad (5:4)$$

Aunque la razón debe exceder de 15, algunas veces se logra una penetración satisfactoria con razones del 5 al 10.

La viscosidad determina la velocidad de penetración de la lechada bajo un gradiente determinado producido por la presión de la lechada. En

308 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

los suelos de grano fino y en las fisuras finas es necesario que la viscosidad sea lo más baja posible. En el caso de poros grandes o cavidades, la viscosidad debe ser lo más alta posible para evitar que la lechada fluya hacia las áreas donde no se necesita. La velocidad de endurecimiento también regula la penetración. Un endurecimiento rápido restringe el flujo de la lechada a los poros grandes, mientras que un endurecimiento lento permite la máxima penetración a través de poros pequeños.

Boleos	Cantos rodados	Grava		Arena			Finos	
		Gruesa	Fina	Gruesa	Mediana	Fina	Limos	Arcillas

Tamices normales en E.U.A.

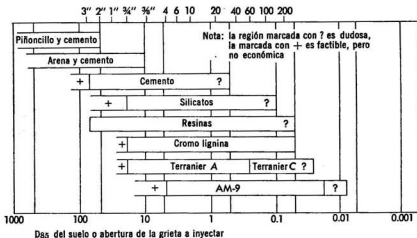


Fig. 5.11 Inyectabilidad del suelo y de la roca

La lechada no debe ser indebidamente diluida ni llevada por el agua subterránea. En el caso de grandes poros con agua o cavidades, se usan lechadas insolubles o de fraguado rápido para restringir las pérdidas por dilución y para detener la filtración.

La variedad de usos típicos de las lechadas inyectadas se indica en la figura 5.11.

Métodos para inyectar. La planta para inyectar incluye el sistema de manipulación del material, las mezcladoras, las bombas y los tubos o mangueras para distribuir la lechada. Cuando se usan lechadas de fraguado lento, como las de cemento Portland, se utiliza un solo sistema para mezclar y bombear. Cuando se usan lechadas de fraguado rápido o de

tiempo de fraguado regulado, es necesario utilizar dos sistemas, uno para cada componente. La mezcla de los componentes se hace utilizando una válvula o bomba de proporcionamiento en el propio lugar que va a ser inyectado.

La punta para inyectar consiste en un tubo perforado con una boquilla cónica que se hince hasta el nivel en que debe hacerse la inyección. Si el suelo es duro o roca se perfora un agujero hasta la profundidad a la cual debe hacerse la inyección. El tubo por donde corre la lechada se sella en el agujero con un relleno expansivo llamado *empaquetadura*, justamente por arriba del nivel donde se va a inyectar. Si la roca está muy fracturada o es blanda y no puede sostener la empaquetadura, se sella el tubo dentro de la formación con un cemento de fraguado rápido.

La distribución de las inyecciones depende del objetivo de las mismas. Si se va a estabilizar un área para aumentar su capacidad de carga o reducir su compresibilidad (lo que se conoce por consolidación por inyecciones de lechada) la distribución de las inyecciones se hace formando de un cuadrícula. El espaciamiento normal inicial es de 6 a 15 m. Si lo que se desea es construir una barrera impermeable, se usan una o dos líneas paralelas de inyecciones. La separación de las líneas es de 6 a 12 m y el espaciamiento de los agujeros a lo largo de las líneas es inicialmente de 3 a 6 m.

En uno y otro casos cada agujero se inyecta por etapas en incrementos de profundidad de 3 a 15 m, usando suficiente presión para forzar la lechada dentro de los poros y fisuras, pero no tan alta que dañe la formación. La presión que se mide en la superficie del terreno está generalmente limitada a 0.25 kg/cm² por metro de profundidad por debajo de dicha superficie. Se pueden usar presiones más altas, si no se producen levantamientos del terreno. Generalmente cada nivel se inyecta hasta que el volumen de la lechada es suficiente para llenar los poros de un cilindro hipotético de suelo, figura 5.12a, o hasta que la resistencia que se produzca llegue al límite de la presión.

Después que se ha terminado de inyectar en todos los puntos de la primera distribución que se hizo, se comprueba la efectividad del trabajo perforando en *puntos intermedios*, es decir a la mitad de la distancia entre los agujeros de la primera distribución o a la mitad de la distancia entre los agujeros de las líneas de inyección. Si los agujeros intermedios no toman lechada, esa porción de la cuadrícula de la primera distribución o de la línea se considera terminada. Si es posible bombear lechada, cada nuevo agujero se inyectará como antes. Se hace una segunda operación, análoga a la anterior, entre todos los agujeros de la primera operación que hayan tomado lechada. Algunas veces se necesita repetir esta operación cuatro o cinco veces para lograr que el área sea eficazmente inyectada.

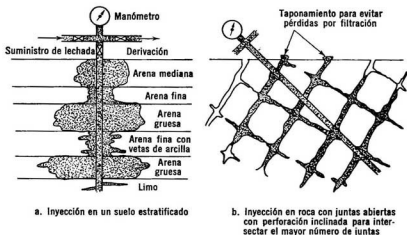


Fig. 5.12 Inyección de formaciones permeables.

La orientación de los agujeros debe ajustarse a la porosidad de la formación. En los suelos porosos o estratificados horizontalmente los agujeros deben ser verticales. En las rocas con juntas los agujeros se hacen inclinados, para que intercepten el mayor número posible de fisuras, figura 5.12b. En las calizas cavernosas se hacen agujeros de 60 a 75 cm de diámetro que permitan un acceso directo a las cavernas y poder rellenarlas con concreto bombeado a través de una manguera.

Inyecciones en limos y arcillas. Debido a su baja permeabilidad no se puede garantizar que la mayoría de las lechadas fluidas penetren mucho en los poros de los limos y arcillas. En estos casos la lechada forma como dedos o apéndices irregulares y láminas que se introducen en las vetas débiles y las separan. Las penetraciones de la lechada que tienen esta forma pueden producir alguna consolidación en los suelos pobremente consolidados y parcialmente saturados. La resistencia de estos suelos se aumentará y se reducirá su compresibilidad. Las inyecciones en rellenos de arcilla deficientemente compactados han detenido los asentamientos de edificaciones y han reducido el movimiento lateral del suelo. Sin embargo, es difícil predecir los resultados. Las inyecciones en limos y arcillas deben considerarse siempre como trabajos experimentales, hasta que los resultados demuestren otra cosa.

Planeamiento y ejecución de las inyecciones.^{5:28} El trabajo de inyectar lechadas es una técnica altamente especializada que requiere un íntimo conocimiento de la estructura del suelo o de la formación de la roca y un alto grado de experiencia con los materiales, equipos y procedimientos que pueden usarse. Cualquier programa de inyecciones debe

considerarse como provisional y debe revisarse a medida que progresa el trabajo. Los cambios de materiales, equipo y procedimientos se hacen de acuerdo con lo que dicten las condiciones que se presenten; esto significa que el trabajo debe estar supervisado por ingenieros de experiencia que puedan tomar las decisiones oportunas.

Inyección de cavidades. Se necesitan enormes cantidades de lechada para llenar cavidades y cámaras de antiguas minas, debido al tamaño del hueco y a que la lechada fluye fácilmente más allá del área donde se necesita. Las corrientes de agua aumentan las pérdidas de lechada. El asfalto caliente inyectado se solidifica en contacto con el agua formando una membrana elástica que confina el líquido, pero que permite que la masa de la lechada se expanda y tapone la cavidad. Los sacos de tela unidos a un tubo para inyectar y rellenos con lechada de cemento, también pueden taponar aberturas con corrientes de agua. La gravilla arrastrada hacia dentro de la cavidad a través de agujeros de 15 cm de diámetro puede taponar parcialmente la cavidad y se puede inyectar con lechada de cemento y arena para formar una masa sólida. La lechada para rellenar cavidades generalmente se coloca en templeas de 3 a 30 metros cúbicos y cada templa se deja endurecer antes de introducir una segunda templa. De esta manera se pueden limitar las pérdidas de lechada fuera del área que la necesita.

5 : 8 SUBRASANTES Y PAVIMENTOS^{5:29}

Un *pavimento* es una estructura cuya función fundamental es distribuir suficientemente las cargas concentradas de las ruedas de los vehículos de manera que el suelo subyacente pueda soportarlas sin falla o deformación excesiva. Además, el pavimento debe ofrecer una superficie lisa, no resbaladiza, que resista la intemperie y, por último, debe proteger al suelo de la pérdida de sus propiedades por efecto del sol, las lluvias y el frío.

Los primeros pavimentos fueron estrechas hileras de piedra separadas a igual distancia que las ruedas de las carretas y las carrozas, lo cual permitía a los antiguos vehículos militares hacer el servicio a remotas avanzadas, aun en el peor tiempo. En las áreas de mucha vegetación se colocaban a través del camino troncos de madera de 10 a 15 cm de diámetro, unos al lado de los otros, para formar un pavimento estable aunque burdo y "acordonado". La construcción de los caminos antiguos tuvo su culminación con los romanos, que colocaban grandes losas de piedra en camadas superpuestas sobre lechos de piedra triturada y mortero de cemento natural. Aunque los caminos romanos fueron fuertes y duraderos, su excesivo costo hizo que en la Edad Media se abandonara ese tipo de

312 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

construcción. El proyecto de pavimentos modernos comenzó con el ingeniero escocés MacAdam, que formuló reglas para el drenaje de los pavimentos y para facilitar la distribución de la carga por medio de la trabazón de fragmentos de piedra.

Componentes de los sistemas de pavimentos. Se usan dos sistemas diferentes para distribuir la carga: el *rígido* y el *flexible*. En el pavimento rígido se utiliza la acción de viga de un miembro relativamente rígido para distribuir la carga. Las losas de piedra superpuestas y los troncos de madera de los antiguos caminos y la losa de concreto de las modernas construcciones funcionan de esa manera. En el sistema de pavimento flexible, la carga se distribuye por el contacto de partícula a partícula en todo su espesor.

La carga se distribuye transfiriendo el esfuerzo de partícula a partícula en la capa de base por trabazón, fricción y cohesión. La sub-base (que algunas veces se omite) también distribuye la carga y además sirve de filtro de transición, para evitar que los materiales de la capa de base penetren en una subrasante de grano fino; también cumple funciones de aislante para evitar la acción de las heladas en la subrasante y de dren. La subrasante es la que finalmente soporta la carga y puede ser un suelo natural o un relleno compactado.

Como se indica en la figura 5.13a, el sistema rígido tiene tres componentes. La losa de pavimento, que sirve de superficie de rodamiento y para la distribución de la carga. El pavimento es realmente una viga que distribuye la carga por flexión.

La *sub-base* (que algunas veces se omite) tiene varias funciones: aislar de la penetración de las heladas, facilitar el drenaje y como capa resistente a la erosión y al *bombeo*. La *subrasante* es el suelo natural subyacente o la superficie de relleno compactado que finalmente soporta la carga.

El pavimento flexible tiene cuatro componentes (figura 5.13b). La superficie del camino sirve de superficie de rodamiento y de membrana impermeable para escurrir el agua. La capa de base es la capa principal para distribuir la carga. Es lo suficientemente fuerte para resistir los esfuerzos cortantes producidos por las ruedas, es incompresible y lo suficientemente rígida para distribuir la carga en la capa subyacente.

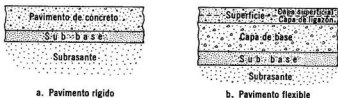


Fig. 5.13 Tipos de pavimentos.

Subrasantes. Una subrasante tiene los mismos requisitos en general, que un relleno: resistencia, incompresibilidad e inmunidad a la expansión y la retracción; además debe ser lo suficiente rígida para evitar una deformación excesiva por efecto de las cargas accidentales. La susceptibilidad a la acción de las heladas es importante en regiones donde las heladas penetran a una profundidad tan grande como el espesor del pavimento.

Las investigaciones de los materiales que se tenga intención de utilizar en las subrasantes son similares a las de los rellenos. Se debe tomar un gran número de muestras en las posibles áreas de préstamo y en la capa superior del suelo virgen, donde no se vaya a emplear relleno. Estas muestras se clasificarán visualmente y por pruebas de laboratorio. Se hace una evaluación preliminar de sus calidades basándose en correlaciones empíricas de comportamiento de acuerdo con la clase de suelo. Esta evaluación, basada en el Sistema Unificado, se indica en las columnas 4, 5, 6 y 7 de la tabla 5:1. Evaluaciones similares se han hecho para otros sistemas de clasificación; la elección depende de la experiencia del ingeniero.

En varios Departamentos de Carreteras se han desarrollado pruebas especiales para las subrasantes. En el Departamento de Carreteras de Georgia, primero se obtiene el máximo peso específico seco por el método estándar de Proctor; se compactan dos muestras al máximo peso específico, una de las cuales se deja retraer y la otra expandir. La clasificación del suelo se basa en su peso específico compactado y en el porcentaje de expansión más el porcentaje de retracción.

Evaluación de la subrasante para el proyecto de pavimentos. El proyecto de un pavimento es esencialmente el ajuste de la carga de la rueda a la capacidad de la subrasante. Aunque esto se puede hacer por reglas empíricas basadas en experiencias anteriores, la ingeniería económica práctica requiere una evaluación de las propiedades físicas más significativas de la subrasante y el proyecto de un pavimento que se ajuste a dicha subrasante. A continuación se hace una breve exposición de la evaluación de la subrasante. Los procedimientos para proyectar se pueden encontrar en los libros de ingeniería de carreteras y de proyectos de pavimentos.

La propiedad más significativa de la subrasante para el proyecto de un pavimento rígido, es la deformación por efecto de las cargas de corta duración. Esta se puede obtener aproximadamente por una prueba de carga con placa que equivalga a la carga en el pavimento rígido. Una placa circular de 75 cm de diámetro se coloca sobre la subrasante, se carga a una presión σ de 0.7 kg/cm² y se mide el asentamiento ρ de la placa. El módulo de reacción de la subrasante, k_s , se define por:

$$k_s = \frac{\sigma}{\rho} \quad (5:5)$$

y tiene la dimensión de kilogramos por centímetro cúbico. En la mayoría de los casos esta prueba de campo no se hace bajo las peores condiciones de saturación. Para representar el efecto de la saturación, dos muestras de la subrasante se someten en el laboratorio a una prueba de consolidación de corto término, con una presión de 0.7 kg/cm^2 ; una de las muestras en las condiciones originales y la otra saturada. La razón entre el asentamiento de la muestra original (como es) y el de la muestra saturada se multiplica por el factor k_s en obra, para obtener un valor de k_s corregido por saturación.

Se usan varios métodos para evaluar la subrasante para el proyecto de pavimentos flexibles. El valor relativo de soporte (California Bearing Ratio, CBR), es un índice semiempírico de las características de resistencia y deformación de un suelo; este índice se ha correlacionado con el comportamiento del pavimento para establecer curvas para determinar el espesor del pavimento.^{5,129} La prueba se realiza con una muestra de 15 cm (6 plg) de diámetro y 12.5 cm (5 plg) de altura, de suelo compactado o malterado, que se confina en un cilindro de acero. Antes de realizar el ensayo se satura la muestra bajo una presión de confinamiento equivalente al peso del futuro pavimento, para determinar su posible expansión y para representar las peores condiciones de humedad que pudieran ocurrir en la obra. Un pistón de aproximadamente 5 cm de diámetro se fuerza contra el suelo a una velocidad fijada, para determinar la resistencia a la penetración. El CBR es la relación (expresada en porcentaje) entre la carga real que se requiere para producir una deformación de 2.54 mm (0.1 plg.) o de 5.08 mm (0.2 plg.) y la que se requiere para producir la misma deformación en una cierta piedra triturada típica. Se usa una versión de la prueba para determinar en la obra el CBR que tienen las subrasantes, haciendo los ensayos en el lugar, sin saturación. La prueba CBR y sus curvas para proyectar se han usado ampliamente en muchas partes del mundo para el proyecto de pavimentos flexibles para carreteras y particularmente para aeropistas. Este método ha sido criticado por considerársele demasiado conservador, ya que requiere la saturación previa del suelo. Aunque hay que admitir que esto es un requisito demasiado severo, como se sabe tan poco de las verdaderas condiciones de humedad máxima de la subrasante, probablemente se justifica.

La prueba de carga con placa, similar a la usada para determinar el módulo de reacción, se ha usado para una evaluación racional de las características de deformación del suelo. Se han desarrollado diferentes procedimientos; en cada uno se representan condiciones de obra, como carga o repetición de carga. Los resultados se analizan a base de asentamiento por deformación, usando las teorías elásticas deducidas para capas horizontales uniformes.

Un análisis racional basado en las propiedades de resistencia y deformación del suelo, determinadas por las pruebas triaxiales de esfuerzo cortante es un buen enfoque para proyectar, porque es posible producir diferentes condiciones de carga y humedad del suelo a bajo costo y en corto tiempo.^{5:23} Es probable que estos métodos racionales reemplacen con el tiempo a los métodos empíricos para proyectar pavimentos.

REFERENCIAS

- 5:1 R. R. Proctor, "Fundamental Principles of Soil Compaction", *Engineering News Record*, agosto 31, septiembre 7, septiembre 21 y septiembre 28, 1933.
- 5:2 "The Unified Classification: Appendix A-Characteristics of Soil Groups Pertaining to Roads and Airfields, and Appendix B Characteristics of Soil Groups Pertaining to Embankments and Foundations, "Technical Memorandum 357, U. S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1953.
- 5:3 "Factors Influencing Compaction Test Results" *Bulletin* 319, Highway Research Board, Washington, 1962.
- 5:4 T. W. Lambe, "The Engineering Behavior of Compacted Clay", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **84**, SM2, mayo, 1958.
- 5:5 H. B. Seed y C. K. Chan, "Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **85**, SM5, octubre, 1959.
- 5:6 H. B. Seed y C. K. Chan, "Undrained Strength of Compacted Clays After Soaking", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **85**, SM6, diciembre, 1959.
- 5:7 G. A. Leonards, "Strength Characteristics of Compacted Clays", *Transactions, ASCE*, Vol. **120**, 1955.
- 5:8 H. K. Nichols, *Moving the Earth*, North Castle Books, Greenwich Conn., 1955.
- 5:9 "Factors That Influence Field Compaction of Soils", *Bulletin* 272, Highway Research Board, Washington, 1960.
- 5:10 B. J. Prugh, "Densification of Soils by Explosive Vibrations", *Journal Construction Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **89**, CO1, marzo, 1963.
- 5:11 F. A. Robeson y R. L. Crisp, "Rockfill Design, Carters Dam", *Journal, Construction Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, CO3, septiembre, 1966.
- 5:12 F. C. Walker y W. G. Holtz, "Control of Embankment Materials by Laboratory Testing", *Transactions, ASCE*, Vol. **118**, 1953, p. 4.

316 Construcciones de tierra: compactación y estabilización

- 5:13 W. J. Turnbull, J. R. Compton y R. G. Ahluin, "Quality Control of Compacted Earthwork", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, SM1, enero, 1966.
- 5:14 J. L. Beaton, "Statistical Quality Control in Highway Construction", *Journal, Construction Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **94**, CO1, enero, 1968.
- 5:15 H. F. Winterkorn, "Soil Stabilization", *Proceedings, Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **5**, Rotterdam, 1948, p. 209.
- 5:16 "Stabilization of Soils", *Bulletin 98*, Highway Research Board, Washington, 1955.
- 5:17 "Soil and Soil Aggregate Stabilization", *Bulletin 108*, Highway Research Board, Washington, 1955.
- 5:18 "Soil Stabilization with Portland Cement", *Bulletin 292*, Highway Research Board, Washington, 1961.
- 5:19 *Soil Cement Laboratory Handbook*, Portland Cement Association, Chicago.
- 5:20 "Chemical and Mechanical Stabilization", *Bulletin 129*, Highway Research Board, Washington, 1956.
- 5:21 E. A. Miller y G. F. Sowers, "Strength Characteristics of Soil Aggregate Mixtures", *Bulletin 183*, Highway Research Board, 1958.
- 5:22 T. W. Lambe, "Soil Stabilization", Chapter 4, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
- 5:23 I. M. Litvinov, "Discussion on Thermal Consolidation", *Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **3**, Londres, 1957, p. 169.
- 5:24 T. B. Kennedy y W. F. Swiger, "Symposium on Grouting", *Transactions, ASCE*, Vol. **127**, 1962, p. 1337.
- 5:25 W. E. Perrott, "British Practice on Grouting Granular Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **91**, SM6, noviembre, 1965.
- 5:26 H. B. Erickson, "Strengthening Rock by Injection of Chemical Grout", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **94**, SM1, enero, 1968, p. 159.
- 5:27 R. H. Karol, "Chemical Grouting Technology", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **94**, SM1, enero, 1968, p. 175.
- 5:28 "Guide Specifications for Chemical Grouts", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **94**, SM2, marzo, 1968, p. 345.

- 5:29 E. J. Yoder, *Principles of Pavement Design*, John Wiley and Sons, Inc., Nueva York, 1959.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR
LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

1. Referencias 5:3, 5:9, 5:18, 5:19.
2. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, desde 1960.

PROBLEMAS

- 5:1 Los siguientes datos se tomaron de una prueba de compactación. El suelo tiene:

Humedad	Peso específico	Humedad	Peso específico
10%	1,555 kg/m ³	20%	2,035 kg/m ³
13	1,680	22	2,020
16	1,875	25	1,940
18	1,970		

- a) Dibujar la curva de humedad-peso específico seco. Hallar el peso específico máximo y la humedad óptima.
 - b) Dibujar la curva de saturación total.
 - c) Si se exige al contratista que obtenga el 90% de compactación, ¿cuál es la fluctuación en la humedad que sería aconsejable?
- 5:2 Se hicieron pruebas de compactación en un mismo suelo usando primero el método Proctor estándar y después el método Proctor modificado. Se obtuvieron los siguientes resultados:

Proctor estándar		Proctor modificado	
Humedad	Peso específico seco	Humedad	Peso específico seco
6%	1,635 kg/m ³	6%	1,715 kg/m ³
9	1,700	9	1,810
12	1,730	12	1,890
14	1,750	13	1,890
16	1,730	14	1,875
19	1,680	16	1,795
22	1,600	18	1,730

- a) Dibujar ambas curvas en el mismo gráfico y determinar peso específico máximo y humedad óptima para cada una.
- b) Dibujar la curva de saturación total si $G_s = 2.67$.

- c) ¿Qué aumento en el peso específico máximo resulta de la compactación modificada? ¿Qué disminución se produce en la humedad óptima usando la compactación modificada?
- d) El suelo es clase CL en el Sistema Unificado. ¿Qué peso específico se requeriría para un terraplén de carretera de 12.20 m (40 pies) de altura? ¿Cuál sería la fluctuación en la humedad permisible si los métodos de campo fueran comparables a la energía de: 1) la prueba de Proctor estándar y 2) la prueba de Proctor modificada?

5:3 Una prueba Proctor estándar en un suelo ML, que tiene un $G_s = 2.68$, dio los siguientes resultados:

Humedad	Peso específico seco	Humedad	Peso específico seco
12%	1,380 kg/m ³	24%	1,460 kg/m ³
15	1,425	27	1,410
18	1,460	30	1,345
21	1,490		

- a) Dibujar las curvas humedad-peso específico y de saturación total. ¿Cuál es el grado máximo de saturación del suelo?
 - b) El suelo se va a usar en un relleno de 4.60 m (15 pies) para soportar un edificio de un piso. ¿Qué peso específico debiera especificarse, basado en la tabla 5:2?
 - c) La humedad del suelo es 25%. El constructor puede obtener un peso específico seco de 1,380 kg/m³ (86 lib/pie³) usando un rodillo de patas de cabra que desarrolla una presión de 50 kg/cm² (700 lib/plg²). El rodillo se rompió. ¿Qué podría hacer el contratista para obtener la compactación requerida: 1) en la parte más profunda del relleno y 2) en la parte superior?
- 5:4 Haga una apreciación de la adaptabilidad de cada uno de los suelos relacionados en el problema 2:3 para:
- a) Terraplén para carretera.
 - b) Subrasante para un pavimento de aeropista en Illinois.
 - c) Corazón de una presa de tierra.
 - d) Parte estructural exterior de una presa de tierra (respaldos).
- 5:5 Haga una relación en orden de importancia de las propiedades necesarias para un suelo que se va a usar en las siguientes obras:
- a) Terraplén para carretera.
 - b) Terraplén para ferrocarril.
 - c) Presa de tierra.
 - d) Subrasante de una aeropista importante.
 - e) Superficie de rodamiento para un camino secundario.

- 5.6 Haga un informe sobre un equipo de compactación disponible, indique ancho compactado, presión, aplicaciones que cubre, para:
- a) Rodillos de patas de cabra.
 - b) Rodillos neumáticos pesados.
- 5:7 Prepare un informe basado en un artículo que aparezca en una revista de ingeniería o construcción, que describa la construcción de un gran relleno. Incluya los siguientes puntos:
- a) Descripción del suelo.
 - b) Método de excavación.
 - c) Método de compactación.
 - d) Control de compactación.
- 5:8 Prepare un plan general del procedimiento que se debe seguir para ensayar mezclas de suelo-cemento. (Obtenga información de los boletines de la Portland Cement Association.)
- 5:9 Prepare una tabla semejante a la 5:1, en la que se indique la probable adaptabilidad de cada uno de los grupos de suelos para la estabilización por los diferentes métodos dados en la sección 5:
- a) Estabilización de una subrasante mezclando en el lugar.
 - b) Estabilización por inyección.
 - c) Cuando no se incluya un suelo o material, explicar por qué.
- 5:10 De la figura 5.9 calcule la mediana y el peso específico promedio compacto.
- a) ¿Cómo comparan la mediana y la promedio?
 - b) ¿Qué porcentaje de pruebas cayeron por debajo de la calidad límite?
 - c) Si las humedades del suelo son aproximadamente las óptimas ¿qué pudiera hacerse para que la compactación llenara los requisitos exigidos?
 - d) ¿Cambiarían estos pasos la mediana? ¿Por qué?
- 5:11 Un contratista está compactando un suelo clasificado como MH usando un rodillo de patas de cabra con una presión en la pata de 52.5 kg/cm^2 (750 lb por plg^2); las capas de suelo son de 60 cm de espesor. La humedad óptima es 22 por ciento, pero la humedad del suelo es 30 por ciento. El peso específico obtenido es sólo el 93 por ciento del máximo (ASTM D-698), aunque el especificado es 98 por ciento.
- a) Hacer una lista de todas las cosas que están incorrectas en este caso.
 - b) ¿Qué se debería hacer para obtener la resistencia que se requiere, si la capa de suelo va a ser la subrasante de un pavimento?

Investigaciones subterráneas

La construcción de un camino de acceso a una estación de radar situada en la cima de una montaña en los trópicos, estaba estancada. El camino para la exploración había sido bloqueado en varios lugares por deslizamientos y la construcción definitiva no pudo avanzar porque los suelos estaban demasiado húmedos para compactar los terraplenes. Debido al alto costo de mover el equipo a través de los zarzales de la escarpada ladera, no se habían obtenido datos de las condiciones del suelo y de la roca a lo largo del trazado. En lugar de eso, el proyectista del camino hizo un reconocimiento de los caminos montañosos cercanos, observó el afloramiento de diorita cerca de la entrada y estudió la topografía en las fotografías aéreas del lugar. De acuerdo con el proyecto definitivo era necesario hacer cortes y rellenos hasta de 22 m de altura. En los cortes más profundos los taludes tenían fuertes pendientes, lo cual reflejaba la suposición del proyectista de que el terreno más escarpado y pendiente indicaba que era roca bastante sana, mientras que donde los taludes eran más suaves la capa subyacente era de suelo. Los rellenos se harían con el material extraído de los cortes y se compactarían al 95% del Proctor modificado máximo.

Después de dos años de construcción poco se había terminado. Los taludes de los cortes fallaron repetidamente y durante una semana lluviosa se produjeron más de treinta deslizamientos en distintos puntos, algunos pequeños, pero en uno se deslizaron más de 30,000 m³ de tierra. En vez de la diorita sana, lo que se encontró en los cortes profundos fue una ceniza volcánica muy meteorizada atravesada por fisuras llenas de agua. La excavación redujo la presión de confinamiento en la ceniza volcánica y la elevada presión intersticial empujó grandes masas de material que cubrieron el camino.

El promedio de humedad de la ceniza volcánica era el 50 por ciento, más del doble de la óptima. No fue posible compactarla y mucho menos al 95 por ciento especificado.

Fue necesario hacer un proyecto del camino totalmente nuevo. Los cortes se ensancharon y se suprimieron los rellenos y el drenaje fue modificado para que incluyera la eliminación de la humedad de los taludes. El camino se terminó finalmente con más de dos años de atraso y a un costo triple del originalmente estimado.

Esta fue una costosa lección que enseñó a todos los interesados en la obra cuán necesaria es una investigación adecuada antes de emprender el proyecto. El propietario fue perjudicado por la demora de dos años y por el costoso pleito planteado por el contratista. El ingeniero se perjudicó por la situación embarazosa en que se encontró y por el costo del nuevo proyecto del camino que tuvo que hacer. El contratista se perjudicó por la demora de sus otros trabajos en ese proyecto y por no poder hacerse cargo de otras obras ya que tenía su organización comprometida en la construcción del camino y aunque le fue concedida una amplia compensación por los perjuicios sufridos, ésta no cubrió totalmente sus pérdidas. El costo de una adecuada investigación, aunque mayor que para proyectos similares en terreno más favorable, hubiera sido menos del 5 por ciento del costo extra en que se incurrió.

En una ladera de suave pendiente se iba a construir una nueva planta para el tratamiento del agua de una pequeña ciudad. El proyectista pidió a la ciudad que hiciera sondeos para conocer las condiciones del subsuelo. Después de obtener proposiciones para el trabajo, de firmas respetables, la ciudad contrató a un hombre de la localidad de dudosa competencia, pero con buenas conexiones políticas, quien pidió prestado un equipo de sondeo al departamento de carreteras del Estado por un fin de semana e hizo unos cuantos sondeos con barrena. Estos sondeos se detuvieron al encontrarse roca al nivel más bajo del fondo del edificio para los filtros y de los tanques de sedimentación. Basado en esto el proyectista consideró que todas las cimentaciones se apoyarían en roca.

Al hacerse las excavaciones para las cimentaciones de los tanques de sedimentación y del edificio para los filtros se descubrieron prominencias de roca con suelo entre ellas. El proyectista había considerado que la roca pudiera no ser continua y había dispuesto suficiente refuerzo en la losa de hormigón del fondo del tanque para que pudiera salvar bolsones de suelo del tamaño de los que se encontraron. Por lo tanto, no se hicieron estudios posteriores del carácter de los bolsones de roca-suelo y no se hicieron cambios en el proyecto.

Tres acontecimientos significativos tuvieron lugar durante la construcción que fueron registrados por el ingeniero residente, pero a los que el proyectista no prestó atención. Primero, una topadora (bulldozer) se hundió varios decímetros en uno de los bolsones de suelo. Segundo, una pala mecánica rompió una tubería maestra de agua de gran diámetro de un

tanque elevado de 200,000 litros y en unos minutos toda el agua desapareció dentro del terreno. Tercero, toda el agua que drenaba superficialmente desaparecía en la excavación.

Un mes después de estar la planta en operación, los fondos de los tres tanques de sedimentación se hundieron repentinamente y cinco minutos más tarde el edificio de los filtros se agrietó abriéndose. Una investigación posterior reveló que la roca encontrada en el sondeo con barrena y las prominencias de roca que aparecieron en la excavación eran sólo boleos de caliza en la garganta de una antigua sima. El agua del tanque de 200,000 litros que se perdió por drenaje probablemente reactivó la erosión subterránea que inicialmente produjo la sima. El agua superficial que drenaba hacia dentro de la excavación y posiblemente los inevitables salideros de las tuberías de agua, mantuvieron activa la erosión. La falla fue el clímax de un proceso que la construcción puso en movimiento y que el agua agravó.

Este fracaso fue el resultado de una investigación inadecuada y una descuidada evaluación ingenieril del lugar. Primero, la región y esa ladera en particular, tenían una historia de hundimientos por simas locales y esto era bien conocido por los funcionarios de la ciudad. Estos funcionarios debieron informar al proyectista; pero éste, a su vez, no procuró información con respecto a experiencias anteriores de cimentaciones en esa área. Segundo, la investigación subterránea fue totalmente inadecuada: el sondeador fue seleccionado sobre la base de costo (y política) y los resultados fueron interpretados en función del proyecto más barato. Tercero, no se hizo una reevaluación de las condiciones del lugar durante la construcción, aunque la pérdida de la topadora y la desaparición del agua eran síntomas del desarrollo de la cavidad subterránea. En este caso el costo del fracaso fue compartido igualmente entre la ciudad, el proyectista y el contratista; la ciudad por su negligencia en no informar al proyectista de dificultades anteriores en el lugar y por haber hecho una investigación inadecuada; el proyectista por no haber insistido en que se le dieran los datos apropiados y por no revisar el proyecto en vista de lo que sucedía en la obra, y el contratista por haber roto la tubería de agua y por permitir que el agua superficial drenara hacia dentro del terreno.

El proyectista de una estructura de acero no puede empezar su trabajo sin antes conocer las propiedades físicas del acero que va a emplear; el proyectista de hormigón armado debe conocer las propiedades físicas del acero y del hormigón; ambos terminan frecuentemente los proyectos de las superestructuras sin tener datos cuantitativos del material que soportará esas estructuras, la tierra. El suelo y las formaciones de roca son tanta parte de la estructura como lo son el concreto y el acero que están arriba. Sin embargo, mientras que el proyectista puede regular el carácter de los

materiales hechos por el hombre y puede especificarlos para que se adapten a sus necesidades, el control que tiene sobre el carácter del suelo y de las masas de roca es mínimo. Por lo tanto, o el proyectista se adapta a las condiciones del lugar o se cambian las condiciones del mismo. En uno y otro casos es imperativo que las condiciones del suelo y de la roca sean evaluadas con exactitud.

Como lo demuestran los dos casos históricos anteriormente expuestos, el proyectista no es el único a quien atañe las condiciones del subsuelo. Aun antes que un terreno sea comprado, el presunto comprador debe determinar si la propiedad que va a adquirir es apropiada para el destino que se le dará. Por ejemplo, se compró un terreno para un edificio a precio de ganga, en un pantano, en el que fue necesario construir una costosa cimentación de pilotaje. Un terreno cercano más costoso, pero que tenía un suelo de arena estable propio para la cimentación, se comprobó que era más barato al evaluar la totalidad de la inversión.

El constructor debe tener conocimiento de las condiciones del lugar para poder planear el movimiento de tierras y la construcción de la cimentación. Además, la construcción de la superestructura muy a menudo está controlada por el tiempo y la secuencia de las operaciones que requieren las cimentaciones. Es por esto que no es sorprendente que la mayor parte de la asignación que hace el contratista para lo desconocido (los imprevistos) sea frecuentemente para los trabajos "bajo tierra". Cuando el suelo y la roca tengan propiedades notablemente diferentes de las que, por las investigaciones subterráneas o por la experiencia en esa área, lógicamente eran de esperarse, esto puede constituir un *cambio de las condiciones*. En muchos contratos se incluyen disposiciones para tiempo adicional y para los pagos por cambios de las condiciones; cuando no se han incluido, estos cambios han sido la causa de largos y costosos pleitos.

La necesidad de los datos de las condiciones del subsuelo en el lugar, es generalmente reconocida por el ingeniero y el contratista y hasta cierto punto por el presunto propietario. Sin embargo, no siempre son entendidas las diferencias que hay entre la evaluación de las condiciones del lugar y la obtención de datos de los otros materiales de construcción.

Cuando se compra un material estructural, acero por ejemplo, las especificaciones definen la calidad mínima. El fabricante es responsable del cumplimiento de la especificación; las medidas de control que él establezca limitan las variaciones en la calidad del material y los ensayos en un laboratorio independiente comprueban si el material tiene, por lo menos, la calidad mínima especificada.

Sin embargo, el suelo y la roca no se forman bajo un rígido control de calidad. Los defectos frecuentemente se ocultan bajo las capas superiores del suelo y la espesa vegetación y no se le puede decir al "fabricante" que cumpla una especificación o que certifique una calidad mínima. Por

lo tanto, la evaluación de la calidad de las condiciones del subsuelo en un lugar, es mucho más difícil y tiene un margen de incertidumbre mucho mayor que comprobar las propiedades de los otros materiales de construcción.

La responsabilidad de hacer frente a esta incertidumbre descansa en las tres partes interesadas en la construcción: el propietario, el ingeniero y el contratista. El contratista debe planear su trabajo teniendo en cuenta lo no previsto, el ingeniero y el arquitecto deben proyectar la estructura con un margen de seguridad suficiente para cubrir las variaciones de las condiciones y deben estar preparados para revisar el proyecto cuando se encuentren en el lugar condiciones no previstas. El propietario, cuya propiedad privada incluye lo desconocido, es responsable del costo extra que resulte de esas condiciones desconocidas, así como también el costo de las investigaciones en su propiedad.

Debido a que la naturaleza rara vez nos asegura la calidad del lugar, el ingeniero y el arquitecto deben preparar un programa de la investigación del terreno, el cual dará a conocer las condiciones más importantes del subsuelo y definirá la variabilidad tanto como sea práctico. *Siempre habrá algún riesgo debido a condiciones desconocidas; éste puede reducirse al mínimo haciendo una investigación más completa, pero nunca se puede eliminar.* Este riesgo es inherente a toda empresa humana. No se puede acometer proyecto alguno de la clase que sea, con la garantía de no tener dificultades. El grado del éxito alcanzado refleja la habilidad e inventiva de los que intervienen; pero también depende de las circunstancias que están fuera de su control.

6:1 PLANEAMIENTO DE LA INVESTIGACION

Información que se requiere. Una información completa de las condiciones del subsuelo deben incluir los siguientes puntos:

1. Naturaleza del depósito (geología, historia de los rellenos recientes, excavaciones e inundaciones; posibilidades de explotación de minerales).
2. Profundidad, espesor y composición de los estratos de suelo y de roca.
3. Situación del agua subterránea y variaciones de la misma.
4. Propiedades, desde el punto de vista de la ingeniería, de los estratos de suelo y de roca que afecten al comportamiento de la estructura.

En muchos casos no es necesaria toda esta información y en otros basta una información ligera. La mejor investigación es la que suministra

los datos adecuados en el momento que se necesiten y a un costo que concuerde con el valor de la información.

Costo. El valor de una investigación se puede medir por la cantidad de dinero que pudiera ser necesario gastar en la estructura si no se hiciera la investigación. Cuando el proyectista se encuentra con datos inadecuados, compensa esta deficiencia haciendo un proyecto superconservador; cuando el contratista no tiene una información completa aumenta el estimado de costo para tener un margen para las posibles dificultades que puedan presentarse. En muchos casos el costo por datos inadecuados es considerablemente mayor que el de las investigaciones. Cuando las condiciones imprevisas del suelo obligan a un cambio en el proyecto o en la construcción, el costo de la estructura crece rápidamente. Si se produce un colapso de la estructura, se puede perder la totalidad del proyecto y en tales casos el costo de una investigación adecuada hubiera sido una pequeña fracción del dinero perdido.

El costo de una investigación adecuada (incluyendo ensayos de laboratorio) varía entre el 0.05 y el 0.2 por ciento del costo total de toda la estructura; el porcentaje puede ser algo mayor para puentes y presas, del 0.5 al 1.0 por ciento.

Procedimientos para la investigación. Una investigación completa consiste en tres etapas:

1. Reconocimiento, para determinar la naturaleza del depósito y estimar las condiciones del suelo.
2. Investigación de exploración, para determinar la profundidad, espesor y composición de los suelos, la profundidad del agua y de la roca y para estimar las propiedades ingenieriles del suelo.
3. Investigación completa y detallada para obtener la información precisa de los estratos críticos, con la cual puedan hacerse los cálculos del proyecto.

En algunos casos, como el de pequeños edificios, será necesario hacer solamente un mínimo de reconocimiento y exploración; en otros, como grandes puentes y grandes plantas de energía, se requiere un extenso reconocimiento, exploración e investigación detallada, para obtener los datos adecuados para hacer un proyecto económico y seguro.

El planear y realizar una investigación de suelo es uno de los más intrincados problemas de ingeniería. Es necesaria una cuidadosa coordinación entre el ingeniero, el laboratorio y los hombres en la obra, para lograr la mejor información en el menor tiempo posible y al menor costo. Si los hombres que trabajan en la obra envían inmediatamente al laboratorio las muestras de suelo, el tiempo necesario para hacer los ensayos puede empezar a contarse antes que se haya terminado el trabajo en obra. Si

estos datos se le suministran prontamente al ingeniero en suelos, éste puede hacer cambios en los procedimientos a seguir en la obra y en el laboratorio sin costosas demoras y sin tener que repetir algunas operaciones.

6:2 RECONOCIMIENTO

Estudio geológico. Un estudio geológico, no importa lo breve que sea, es muy útil para el planeamiento e interpretación de una investigación completa de suelo.⁶¹² El propósito principal de los estudios geológicos es determinar la naturaleza de los depósitos subyacentes en el lugar de la investigación. Con este estudio se pueden determinar los tipos de suelo y roca que probablemente se encontrarán y seleccionar los mejores métodos para las exploraciones del subsuelo, antes de comenzar las perforaciones, la toma de muestras o los ensayos en obra. La historia geológica puede revelar alteraciones que se han producido, como fallas, inundaciones o erosión y que han cambiado el carácter original del suelo o de la roca. También puede indicar la posibilidad de defectos en la roca, como grietas, fisuras, diques, capas intrusivas, simas y cavernas. Esta información ayudará grandemente en la interpretación de los resultados de la toma de muestras y de los ensayos en obra. Otra función importante de los estudios geológicos es comprobar la posible presencia de minerales que tengan valor económico. Si hay la posibilidad de que se hagan en el lugar futuros trabajos de minería o perforaciones de pozos, debe tenerse en cuenta, tanto en el proyecto de la estructura como en el planeamiento del uso del lugar. A veces se presentan problemas legales y de ingeniería cuando las estructuras se asientan por los derrumbes producidos por trabajos de minería que se hacen debajo de ellas o cuando se descubren minerales valiosos debajo de costosos edificios.

Actividad sísmica potencial. La actividad sísmica potencial es uno de los factores más importantes en el proyecto de estructuras en muchas regiones del mundo. Aun en aquellas regiones en que rara vez se han producido terremotos, la sismicidad potencial debe ser considerada en los proyectos de estructuras de presas y de reactores nucleares cuyo deterioro o falla pudiera causar daños muy extendidos o pérdidas de vidas. Los terremotos son generalmente el resultado de deformaciones acumuladas en puntos profundos de la corteza terrestre que llegan a su clímax al liberarse por las grietas o fallas. Los daños que causan los terremotos en las cimentaciones son de dos formas: el desgarramiento directo de las estructuras que yacen sobre la falla y la aceleración de la estructura situada dentro de la zona de movimientos más intenso. Se puede tener una idea aproximada de los lugares de los Estados Unidos de América de sismicidad potencial, por un mapa de zonas de terremotos, figura 6.1, que refleja la

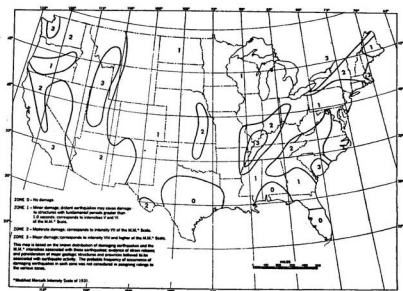


Fig. 6.1 Mapa de los Estados Unidos de América, donde se indica el grado de peligrosidad sísmica de las zonas indicadas. [Cortesía de S. T. Algermissen, U. S. Coast and Geodetic Survey 6:3.]

experiencia en esa área. Sin embargo, en las áreas más activas y para las estructuras más críticas, es necesaria una evaluación con dos metas. La primera es un estudio geológico de la región para conocer todas las fallas que pudiera haber dentro de una zona de unos cuantos kilómetros alrededor del lugar. Son necesarios generalmente, los estudios previos que se hayan publicado, suplementados por estudios de afloramientos e informes sobre pozos. La segunda meta es un examen de la historia de los terremotos anteriores en la región, dentro de un radio de varios cientos de kilómetros. Sobre esta base, los geólogos y sismólogos trabajando conjuntamente, pueden estimar la intensidad de los terremotos que es probable que ocurran y también la probabilidad de fallas activas en ese lugar.

Fuentes de información geológica. Se han hecho estudios geológicos de muchas partes de la tierra, por comisiones geológicas de los Estados o de la nación, por compañías petroleras, por intereses mineros y por empresas industriales. Los informes de los pozos de agua o de petróleo se encuentran frecuentemente disponibles y en ellos se indica la profundidad del suelo y si éste es arena, grava o arcilla. En muchos casos se pueden estudiar los perfiles del suelo y de la roca a lo largo de carreteras y ferrocarriles. Los mapas geológicos muestran frecuentemente las antiguas

líneas de costa y la situación de los ríos y lagos con sus terrazas, deltas y rellenos, que ahora son estratos de suelo de grava, de arena y de arcilla. Los deltas del Mississippi y de Louisiana y las líneas de costa del lago glacial Maumee, en Ohio, son ejemplos de esos depósitos.

El U. S. Geological Survey, los Departamentos de Geología y de Minas de los Estados, el U. S. Department of Agriculture y los Departamentos de Carreteras de los Estados, han coleccionado datos relacionados con los suelos. Se pueden obtener boletines e informes especiales escribiendo a esas oficinas. La mayoría de los Departamentos de Geología de los Estados tienen bibliotecas con publicaciones relacionadas con su región. Se pueden examinar las publicaciones agotadas y hacer copias para los estudios de ingeniería.

Información sobre datos del suelo.⁶⁴ El U. S. Department of Agriculture ha hecho informes sobre los horizontes superiores del suelo en los Estados Unidos, que han sido publicados por los condados (y algunas veces por otras oficinas de catastro) desde 1899. Los datos incluyen un mapa donde están trazados los suelos superficiales identificados y las descripciones de los horizontes. Corrientemente los datos están limitados a los horizontes A, B y la parte superior del C y los niveles del agua subterránea poco profunda, aunque generalmente se describe la geología de la región. Desde 1957 los datos han sido ampliados para incluir algunas propiedades ingenieriles características, como son los límites líquido y plástico, la granulometría, el peso específico máximo compactado, estimados de drenabilidad y otras propiedades similares de importancia para el uso potencial de la tierra, así como también propiedades relacionadas con la agricultura, tratadas en los primeros boletines. La escala de los mapas modernos es de 3 plg o de 4 plg igual a una milla (1 cm = 211.2 m o 1 cm = 158.4), aproximadamente. Estos mapas son una gran ayuda para estimar las condiciones del suelo en grandes áreas, donde los materiales que se encuentran hasta la profundidad de 1 a 3 m son los más importantes, como es el caso de las carreteras y el desarrollo de urbanizaciones en las que los cortes son limitados y las cargas ligeras.

Inspección del lugar. El examen del lugar y sus áreas adyacentes ofrecerá una información de mucho valor. La topografía, la forma del drenaje y de la erosión, la vegetación y el uso que se le da a la tierra, revelan las condiciones subterráneas, especialmente la estructura y textura del suelo y de la roca. Los cortes para carreteras y ferrocarriles y las márgenes de las corrientes, a menudo descubren la sección transversal de la formación e indican la profundidad de la roca. Los afloramientos de roca o las áreas de grava y boleos pueden indicar la presencia de diques y de estratos más resistentes. Las condiciones del agua subterránea a menudo se reflejan por la presencia de filtraciones y manantiales y por el tipo de

vegetación. Por ejemplo, cuando aparece la yerba de pantano en lo que parece ser una ladera seca, indica que el área es húmeda durante la estación de crecimiento. Los niveles de las aguas en los pozos y lagunas indican frecuentemente agua subterránea, aunque éstos pueden estar influidos por el uso intensivo o por regadíos próximos.

La forma de los barrancos y hondonadas reflejan la textura del suelo. Las zanjas profundas y las hondonadas en arena tienden a la forma de V, con taludes rectos uniformes. En suelos limosos la sección transversal tiene a menudo la forma de U. Los barrancos pequeños tienen frecuentemente la forma de U, mientras que los más profundos son mucho más redondeados en la parte superior de los taludes.

Ciertos rasgos especiales como las simas, médanos de arena, arrecifes de antiguas playas y marismas, son frecuentemente obvias para el lego. Formas más oscuras requieren una gran preparación geológica para su reconocimiento.

Los antiguos residentes de las áreas adyacentes pueden dar una buena información con respecto a los rellenos y a las dificultades que se encontraron durante la construcción de las estructuras próximas al lugar que se investiga. Cuando los edificios próximos tienen grietas debidas a asentamientos, es casi seguro que se encontrará un suelo pobre para cimentación; sin embargo, debe recordarse que si se encuentra un buen suelo en un lugar, esto no significa que necesariamente se encontrará también buen suelo en lugares colindantes.

Reconocimiento aéreo. El examen del lugar desde el aire, puede revelar las características topográficas en general y la forma del terreno, el drenaje y la erosión, más eficazmente que la inspección directa en la superficie del terreno. Ciertos rasgos característicos que se pierden porque cubren un área demasiado grande o porque tienen difícil acceso, se observan fácilmente desde el aire. Las grandes áreas se pueden inspeccionar en un corto tiempo, especialmente si el lugar está en una región escarpada.

Un estudio de las fotografías aéreas permite hacer un reconocimiento cualesquiera que sean las condiciones del tiempo y sin alarmar a los residentes de la localidad. Los mosaicos que cubren grandes áreas son buenos mapas básicos para el reconocimiento de superficies extensas. Las fotografías tomadas a baja altitud o las ampliaciones de las tomadas a mayores altitudes, son mapas mejores para la inspección de un terreno que los mapas corrientes de las propiedades. Los rasgos característicos de la superficie se pueden estudiar en detalle y cómodamente y si hay suficiente superposición entre las fotografías adyacentes, es posible un examen tridimensional. Un estudio más profundo de las fotografías aéreas que se llama *interpretación de fotografías aéreas* (fotointerpretación), se trata en la sección 6 : 3.

Una inspección personal desde un pequeño aeroplano o un helicóptero permite a veces el examen de afloramientos tan de cerca como a 30 o 60 m, así como observaciones del conjunto desde altitudes hasta de 2,500 m. Un registro permanente de la inspección, hecho con una buena cámara fotográfica, preferiblemente en color, es extremadamente útil para el estudio detallado que se haga posteriormente de las condiciones del suelo y de la roca.

Valor del reconocimiento. Con un reconocimiento se pueden establecer las condiciones probables del suelo en el lugar. Si el lugar resulta inapropiado para la estructura, puede abandonarse sin estudios posteriores.

6:3 FOTOINTERPRETACION^{6:5, 6:6, 6:7}

La interpretación de las fotografías aéreas es la apreciación de las condiciones del subsuelo a través de lo que dichas condiciones ponen de manifiesto en las fotografías aéreas. Esto se hace en tres etapas. La primera es la identificación de los rasgos distintivos geológicos y de obras hechas por el hombre, tanto en amplia escala regional como en detalle. La segunda etapa es un agrupamiento de estos rasgos característicos de acuerdo con las formaciones geológicas a las cuales están generalmente asociados. Finalmente se determina la probable formación geológica (suelo y roca) por la distribución total de estas asociaciones. En muchos casos se puede deducir la secuencia de los estratos de suelo y de roca y algunas veces hasta se pueden estimar ciertas propiedades ingenieriles del suelo por los detalles que se hayan observado.

Materiales fotográficos. Las fotografías son las mismas que las que comúnmente se obtienen en fotogrametría. Las fotografías se toman sucesivamente en línea más o menos recta a través del lugar con una superposición de dos tercios en la dirección del vuelo y de un cuarto entre las líneas sucesivas de vuelo. La escala depende de lo que se pretende hacer: para mapas generales, una escala de 1:20 000 o 5 cm igual a 1 km es adecuada para impresiones por contacto de 9 plg (22.86 cm) para trabajos más detallados son necesarias escalas mayores, que se obtienen con fotografías tomadas a baja altitud. Las fotografías en blanco y negro son generalmente adecuadas, pero para fines especiales son convenientes las fotografías infrarrojas y a color.

Guías para el análisis. El análisis consiste en la identificación de los rasgos característicos naturales y artificiales y su agrupamiento por relaciones geológicas. Estos rasgos incluyen lo siguiente:

1. Topografía.
2. Distribución de las corrientes.
3. Detalles de la erosión y de los barrancos.

4. Tonos grises o color.
5. Vegetación.
6. Detalles mínimos topográficos.
7. Cultivos y obras artificiales.
8. Límites naturales y artificiales.

El estudio topográfico define la forma de la superficie del terreno, tales como lomas, valles, terrazas y otros rasgos similares, tanto a gran escala que cubra varios kilómetros, como a pequeña escala que cubre unos pocos cientos de metros. Se identifican la forma, tamaño, pendiente y la secuencia o relación entre las formas adyacentes.

El drenaje o distribución de las corrientes es un aspecto fundamental de la topografía. Las corrientes mayores o *primarias* son indicios de la edad geológica, mientras que las corrientes *secundarias* o tributarias y las *terciarias* (riachuelos, pequeños cursos permanentes de agua) a menudo reflejan la estructura y la secuencia de los fenómenos geológicos. Por ejemplo, las corrientes paralelas generalmente indican una inclinación gradual de la superficie del terreno. Las corrientes que fluyen paralelamente con tributarias en ángulo recto formando un enrejado, indican largos pliegues paralelos. Las curvas agudas con tramos rectos entre ellas en las corrientes primarias y secundarias, algunas veces indican los grupos principales de juntas de las rocas que están debajo. Las sinuosidades de meandros lentos con zonas pantanosas y depósitos de arena en la parte interior de las curvas, son típicas de las planicies aluviales de un antiguo río, figura 6.2; los cambios bruscos en la dirección de las corrientes adyacentes pueden indicar una falla o una zona de corte, si todos los cambios son en la misma dirección y a lo largo de la misma línea recta o curva o *delineación*.

Los perfiles de los barrancos y los detalles de la erosión reflejan la permeabilidad y la resistencia de los materiales superficiales. En arena limpia los escasos barrancos son cortos con taludes uniformes y los taludes de las márgenes de las corrientes tienen una pendiente aproximadamente igual al ángulo de fricción interna de la arena. Los barrancos en los limos, las areniscas blandas y las arenas arcillosas de baja resistencia de cohesión, son largos y profundos. Los barrancos y las márgenes de las corrientes caen verticalmente al producirse grietas de tracción, mientras que los fondos de los barrancos se redondean por la acumulación de suelo fangoso. La sección transversal en forma de U a menudo está interrumpida por pináculos aislados del banco original que o bien se separaron y resbalaron parcialmente o que resistieron la erosión. En arcillas y en las lutitas, los barrancos son largos pero de poca profundidad, con las partes superiores de las orillas redondeadas, debido al ablandamiento progresivo de los materiales de la superficie.



Fig. 6.2 Fotografía aérea de una planicie aluvial de un antiguo río en una región húmeda.

Las coloraciones o los tonos grises reflejan el color que tiene la formación donde ellos aparecen: los rojos y negros aparecen oscuros, mientras que los colores canela y amarillo aparecen claros. Los materiales húmedos aparecen más oscuros que los secos. Las diferencias en la vegetación se reflejan en los colores: los pinos aparecen con color verde más oscuro que los árboles de hojas caducas y más negros en las fotografías en blanco y negro. Las siembras que están creciendo aparecen más oscuras que la vegetación más seca.

Las diferentes clases de vegetación reflejan tanto el drenaje como el carácter del suelo. Por ejemplo, los pinos necesitan drenaje, mientras que los cipreses crecen en los pantanos. Algunos vegetales se desarrollan en un suelo determinado; el cedro del Este frecuentemente se encuentra en suelos residuales derivados de calizas, particularmente calizas fosfáticas. Las diferencias en vegetación se observan fácilmente y algunas veces denotan los límites geológicos; las deducciones que puedan hacerse de tipos especiales de vegetación requieren la ayuda de agrónomos.

Los detalles más pequeños incluyen características limitadas, como las simas, los afloramientos de rocas y las acumulaciones de boleos. Estos

generalmente requieren un examen directo sobre el terreno para definir su significación.

Las diferencias en el uso de la tierra y las limitaciones hechas por el hombre pueden ser el resultado de decisiones arbitrarias, pero también pueden reflejar las diferencias en el carácter de los estratos subyacentes. Por ejemplo, una tierra para pastoreo de forma irregular rodeada por campos rectangulares cultivados puede ser el resultado de un terreno demasiado escabroso o un suelo demasiado poco profundo para ser cultivado. Un cambio brusco en ángulo recto en la alineación de una cerca pudiera indicar un afloramiento de roca, un área pantanosa o una sima. Los límites naturales entre los cursos de los ríos, la vegetación o el tono del color, generalmente reflejan diferencias geológicas importantes; estas características no deben subestimarse.

Forma del terreno. La forma del terreno es el punto básico de reunión de varios rasgos característicos, especialmente los topográficos y los de distribución de las corrientes. Ello representa el efecto total del medio ambiente y de la historia geológica sobre el suelo y las formaciones de roca subyacente. El estudio del proceso evolutivo de cómo se produce una determinada forma del terreno se llama geomorfología. Una vez que se ha determinado la forma del terreno, las relaciones geológicas quedan definidas. De la forma del terreno se puede deducir la estructura geológica y estimar la probable estratificación del suelo y de la roca. El agua subterránea y hasta la textura del suelo se pueden deducir del tono, la densidad del drenaje y la distribución de la erosión.

La fotointerpretación requiere conocimientos profundos y completos en geomorfología, así como también en otras ramas afines como son la agronomía y la hidrología. Los resultados de las interpretaciones indican qué áreas son favorables para el desarrollo, los lugares donde es probable que se presenten dificultades y los mejores lugares para buscar materiales de construcción. La técnica fotográfica es un anticipo de valor y completa el reconocimiento en el lugar, particularmente en las etapas de planeamiento, cuando es necesario comparar grandes áreas de desarrollo potencial sin que se disponga de tiempo para hacer un extenso trabajo de campo.

6:4 INVESTIGACIONES EXPLORATORIAS^{6:1}

Planeamiento del trabajo de exploración. El propósito de la investigación exploratoria es obtener una información exacta de las condiciones del suelo y de la roca en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos; la profundidad de la roca y la profundidad del agua subterránea, son los principales objetivos de la exploración; además se obtienen datos aproximados de la

resistencia y compresibilidad de los estratos para hacer los estimados preliminares de la seguridad y de los asentamientos de la estructura.

Un programa cuidadosamente planeado de los sondeos y de la toma de muestras es el mejor método para obtener una información específica del lugar y es el corazón de la investigación de exploración. Se han desarrollado muchos métodos diferentes para hacer este trabajo y las organizaciones de construcción, los barrenadores de pozos y los laboratorios comerciales, ofrecen esos servicios. Con demasiada frecuencia el trabajo de exploración está tan pobremente planeado, descuidadamente hecho, con información incompleta e interpretación tan incorrecta, que los resultados son inadecuados o falsos. Los sondeos y la toma de muestras del suelo o de roca para obtener una información que dé una representación exacta y verdadera de las condiciones del subsuelo, son problemas de ingeniería que requieren un personal ingenioso e inteligente, preparado en los principios de la geología y de la mecánica del suelo.

Espaciamiento de los sondeos. Es imposible determinar el espaciamiento de los sondeos antes de comenzar la investigación, porque el espaciamiento depende no solamente del tipo de estructura sino también de la uniformidad y regularidad del depósito de suelo. Corrientemente se hace un estimado preliminar del espaciamiento de los sondeos; este espaciamiento se reduce si se necesitan datos adicionales o se aumenta si el espesor y la profundidad de los diferentes estratos son aproximadamente los mismos en todos los sondeos. El espaciamiento debe ser menor en las áreas que serán sometidas a cargas pesadas y mayor en las áreas menos críticas. Los espaciamientos que se dan en la tabla 6:1 se usan a menudo en el planeamiento de los trabajos de sondeos.

TABLA 6:1 ESPACIAMIENTO DE LOS SONDEOS

Estructura u obra	Espaciamiento, m.
Carretera (investigación de la subrasante)	300-600
Presa de tierra, diques	30-60
Excavación para préstamo	30-120
Edificio de varios pisos	15-30
Edificio industrial de un piso	30-90

Cuando las condiciones del suelo son regulares y uniformes, los espaciamientos arriba indicados se pueden duplicar y si son irregulares se reducen a la mitad.

Profundidad de los sondeos. Para obtener la información necesaria para poder predecir el asentamiento de una estructura, los sondeos deben penetrar todos los estratos que puedan consolidarse notablemente

por efecto de las cargas. Para estructuras pesadas muy importantes, como grandes puentes y edificios muy altos, esto significa que los sondeos deben llegar hasta la roca; sin embargo, para estructuras pequeñas, la profundidad se puede estimar por características geológicas, por los resultados de investigaciones previas en la misma área y teniendo en cuenta la extensión y peso de la estructura.

La experiencia indica que los asentamientos perjudiciales son raros cuando el esfuerzo adicional en el suelo debido al peso de la estructura, $\Delta\sigma$, es menor que el 10 por ciento del esfuerzo inicial en el suelo debido a su propio peso $\bar{\sigma}_0$. Una regla adoptada por E. De Beer, del Instituto Geotécnico de Bélgica, especifica que los sondeos penetren hasta una profundidad en que $\Delta\sigma = 0.1\sigma_0$.⁶¹⁸ En la tabla 6:2 se dan las profundidades típicas para sondeos de exploración, basadas en la relación de esfuerzos arriba mencionada.

TABLA 6:2 PROFUNDIDADES PARA SONDEOS DE EXPLORACION

Ancho del edificio, m	Profundidad del sondeo, m número de pisos				
	1	2	4	8	16.
30	3.5	6.0	10.0	16.0	24.0
60	4.0	6.5	12.5	21.0	33.0
120	4.0	7.0	13.5	25.0	41.0

Una antigua regla establece que la profundidad de los sondeos debe ser igual a dos veces el ancho del edificio; sin embargo, es una profundidad exagerada para estructuras anchas de un solo piso, como son los modernos edificios industriales y demasiado somera para torres esbeltas. Una regla más simple para estructuras como hospitales y edificios para oficinas, relaciona la profundidad aproximada de los sondeos, z_b , con el número de pisos, S .

Condición	Metros	
Ligera de acero o estrecha de concreto	$z_b = 3S^{0.7}$	(6:1a)
Pesada de acero o ancha de concreto	$z_b = 6S^{0.7}$	(6:1b)

Para las presas y terraplenes la profundidad varía entre la mitad y el doble de la altura, de acuerdo con la resistencia, compresibilidad y permeabilidad de las cimentaciones. Los sondeos para excavaciones profundas deben extenderse de 1.5 a 5.0 m por debajo del fondo de la excavación y más abajo si se encuentra arcilla blanda o arena suelta y limo. En las

excavaciones para préstamos, los sondeos deben extenderse hasta la profundidad prevista o mayor si se sospecha que hay agua artesiana. Si se llega hasta el nivel del agua subterránea y no se planea hacer drenaje, el sondeo en las excavaciones para préstamos se terminará al nivel del agua.

Ejemplo 6 : 1

En una planta fabril de un solo piso de 60 por 240 m, el piso se construirá sobre un relleno de 1.20 m de espesor. La carga promedio en el piso es de 2 250 kg/m². ¿Cuáles serían una distribución y una profundidad razonables para los sondeos en el caso de esta estructura?

1. El 1.20 m de relleno es equivalente a la carga de 2 pisos del edificio; la carga sobre el piso equivale a la carga de 2 o 3 pisos del edificio. Por lo tanto, la profundidad sería la correspondiente a un edificio de 5 ó 6 pisos.
2. La distribución de los sondeos depende de la geología del lugar:
 - a) Para una planicie aluvial pudieran ser suficientes de 8 a 10 sondeos en dos filas.
 - b) Para un depósito irregular sería más conveniente hacer de 20 a 25 sondeos en tres filas.
3. La profundidad de los sondeos debe ser de 12 a 18 m; los tres primeros, espaciados a lo largo de la longitud del edificio, pudieran llegar hasta los 18 m; los restantes pudieran ser menos profundos (o posiblemente más profundos), según el resultado de los primeros sondeos.

6 : 5 SONDEO Y TOMA DE MUESTRAS^{6:8, 6:9}

Se han desarrollado muchas técnicas de exploración diferentes; algunas son apropiadas para una gran variedad de condiciones, mientras que otras están limitadas a casos especiales. En la tabla 6:3 se resumen los métodos principales. Estos métodos se tratan más detalladamente en las páginas siguientes.

Sondeo con barrena. La *barrena para suelos* (figura 6.3) es la herramienta más simple para hacer un agujero de poca profundidad en el terreno y obtener muestras del material del suelo en condiciones de gran alteración. Hay varios tipos de barrena: la barrena de cepa, que se parece a una larga barrena de carpintero y que se usaba originalmente para hacer agujeros para colocar dinamita debajo de cepas y boleos; es útil para hacer agujeros hasta 3 m de profundidad y alrededor de 4 cm de diámetro. La barrena de mano más efectiva es la *posteadora*, que consiste en dos hojas curvas que retienen el suelo que cortan; las hay en tamaños

desde 5 hasta 15 cm de diámetro. Las barrenas pequeñas están equipadas generalmente con un mango para poder hacerlas girar a mano y se les pueden adicionar extensiones al mango para llegar a profundidades hasta de 10 m. Hay barrenas movidas por motor capaces de hacer agujeros, en algunos suelos, hasta de 25 m de profundidad en unos minutos.

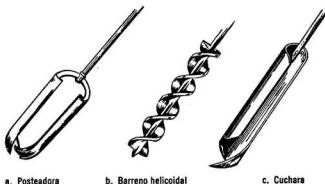


Fig. 6.3 Barrenas de mano para suelos.

La barrena mecánica puede perforar sin interrupción y las espiras de la barrena traerán finalmente el suelo a la superficie. Sin embargo, el tiempo transcurrido desde que se corta el suelo hasta que aparece pulverizado en la superficie es demasiado grande para estimar a qué profundidad se ha extraído ese suelo. Por lo tanto, es necesario barrenar cada vez de 1.0 a 1.5 m y sacar la barrena. La profundidad de los estratos se puede determinar por la cantidad de suelo retenido entre las espiras de la barrena comparándola con la profundidad que se barrenó.

Las barrenas tienen la ventaja de que el agujero está seco hasta que se llega al nivel freático, lo cual permite un rápido y fácil reconocimiento visual de los cambios en la composición del suelo. Por otra parte, es dificultoso usarlas en arcilla blanda y gravas gruesas e imposible en la mayoría de los suelos por debajo del nivel freático. Las barrenas de mano no son generalmente económicas para profundidades mayores de 6 m.

La muestra que se obtiene con la barrena es una mezcla muy alterada de todos los materiales penetrados. Es útil para determinar la humedad promedio, el tamaño de los granos y las características de la plasticidad y es suficiente en la mayoría de las exploraciones en excavaciones para préstamos. La información que da del carácter del suelo inalterado es pequeña.

Sondeo por inyección de agua. Los sondeos por inyección de agua se usaron ampliamente en los trabajos de exploración del suelo y todavía se usan cuando se requiere una limitada información, como la pro-

fundidad de un estrato duro. El suelo se perfora combinando la inyección de agua con el corte, usando una broca en forma de cincel unida a una barra de sondeo hueca. El agua se bombea a través de la barra y de la broca para aflojar el suelo y arrastrar a la superficie del terreno los detritos de suelo que fueron cortados. Los detritos se recobran en una vasija o sumidero. Estos fragmentos son una mezcla de las partículas más gruesas de todos los estratos perforados y dan sólo una idea de la naturaleza de los materiales penetrados. La dureza del suelo se puede estimar por la velocidad de perforación. Sin embargo, determinar las características del suelo por los detritos (muestra lavada), es lo mismo que tratar de determinar el tamaño de los chicharos por el color de la sopa de chicharos.

Prueba de penetración estándar. La prueba de penetración estándar (ASTM D-1586) es el método más ampliamente usado para las exploraciones de suelos. Consiste en dos etapas: perforar para abrir un agujero en el suelo y tomar *muestras en seco* para obtener una muestra intacta que sea apropiada para la inspección visual y los ensayos de humedad, clasificación y hasta de compresión sin confinar.

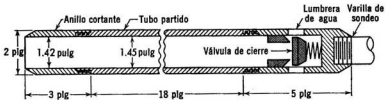


Fig. 6.4 Muestreador partido para la prueba de penetración estándar. (Cortesía de Law Engineering Testing, Co.)

La perforación se hace con barrena, inyección de agua o sondeo rotatorio usando un taladro giratorio de alta velocidad y circulando agua para extraer los detritos, de la misma manera que en el sondeo por inyección de agua. En los suelos firmes el agujero se mantiene abierto por la acción de arco del suelo; en las arcillas blandas y las arenas debajo del nivel freático, el agujero se mantiene abierto hincando un tubo de acero (tubo de entibación o camisa) o preferiblemente rellenando el hueco con un fluido viscoso que se llama *lodo de perforación*. Este, que usualmente es una mezcla de arcilla bantonítica y agua, tiene la ventaja de que soporta las paredes y el fondo del agujero. El lodo también sirve como líquido circulante en los sondeos por inyección y rotatorios y mantiene limpio el agujero sacando al exterior la arena gruesa y la grava que tienden a acumularse en el fondo.

El muestreador (figura 6.4), llamado también tomamuestras partido, es un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El

TABLA 6:3 EXPLORACION DEL SUBSUELO: METODOS DE SONDEO DE EXPLORACION*

Método	Técnica	Uso	Limitaciones
Sondeo con barrena ⁶⁻⁹ ASTM D-1452	Barrenar mecánicamente o a mano extrayendo el material a intervalos regulares cortos,	Identificación de los cambios en la textura del suelo por arriba del nivel freático. Localización del agua subterránea.	Tritura las partículas blandas; no penetra roca.
Prueba de penetración estándar ASTM D-1586	Hacer perforación, tomar muestras a intervalos con muestreador partido de 3.5 cm DI y 5.0 cm DE, hincado 45 cm a intervalos de 7.5 a 15 cm con maza de 64 kg cayendo 76 cm. Bajo el agua mantener equilibrio hidrostático con fango.	Identificación de textura y estructura; apreciación de compacidad o consistencia en suelo o en roca blanda.	Grava, vetas duras.
340 Muestreo continuo: suelo	Forzar y/o rotar un tubo dentro del suelo hasta que la resistencia impida avanzar. Sacar detritos con aire o con agua.	Identificar textura y estructura en suelos coherentes, sin interrupción.	Gravas, vetas duras, arenas. Falsa compresión en algunas arcillas.
Agujero de sondeo, con cámara de TV	Vista interior del agujero de sondeo.	Examen de estratificación en el lugar, por arriba del nivel freático.	Cambios de textura confusos.
Muestreo continuo: roca ASTM D-2113	Rotación con broca de diamantes para hacer agujero anular. Sacar detritos por agua circulante. Muestra retenida en el tubo por cuña cilíndrica. Mejor con un tubo interior estacionario que protege la muestra.	Identificación de estratos de roca y de defectos estructurales sin interrupción.	No se obtienen datos de vetas blandas, etc.

* Los siguientes métodos de perforación se usan frecuentemente para hacer el sondeo en la prueba de penetración estándar y en el sondeo con muestras; algunas veces se usan estos métodos independientemente, para una exploración rápida, pero burda.

Sondeo dinámico	Hincar una barra con una punta agrandada, desechable, en el extremo, con un peso cayendo una distancia fija, en incrementos de 15 a 30 cm.	Identificación de cambios significativos en la compacidad o consistencia de los materiales.	Información falsa en grava.
Sondeo estático	Introducir en el suelo, forzándolo, un cono agrandado (Cono holandés: diámetro 3.5 cm, ángulo 60°) colocado en el extremo de una barra; medir la resistencia a intervalos regulares.	Identificación de cambios significativos en compacidad o consistencias. Posible identificación del suelo por la relación entre la carga en la punta y la fricción lateral.	No penetra estratos duros, falsa información en grava.
Pozos, zanjas	Excavar un pozo o una zanja a mano, con grandes barrenas o con excavadoras.	Examen visual de la estructura y de la estratificación, por arriba del manto freático.	Derrumbe de las paredes, agua subterránea.
Sondeo por inyección de agua: perforación rotatoria con agua	Machacar con una broca de cincel o perforar por rotación de una broca con dientes. Los detritos son llevados a la superficie por agua circulante o por fango inyectado a través de la broca.	Identificación en los detritos de la fracción más gruesa, dureza por la velocidad de perforación.	Resultados falsos si la cantidad de finos es apreciable.
Perforación por golpeo o cable	Golpear y batir los boleas de suelo y la roca hasta convertirlos en pasta blanda, dejando caer una pesada broca de cincel en un agujero húmedo. Achicar la pasta blanda a intervalos.	Perforación e identificación de roca partida, etc., de los detritos.	Dificultad en definir los estratos. Las arenas se hacen movedizas.
Perforación por percusión	Impacto, perforación con martillo perforador; extracción de los detritos con aire comprimido.	Identificación de la roca por los detritos, dureza por la velocidad de perforación.	Se tapa la perforación en suelo húmedo.

extremo inferior está unido a un anillo cortante y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo. Los tamaños normales son de 3.50 a 3.70 cm de diámetro interior y 5.00 cm, de diámetro exterior, pero también se usan ocasionalmente, muestreadores de 5.00 cm de diámetro interior, por 6.30 cm de diámetro exterior y de 6.30 por 7.60 cm.

Se hace el agujero como se ha descrito previamente, hasta que se observe un cambio en el suelo. Se sacan las herramientas de perforar y se introduce el tomamuestras hasta el fondo del agujero uniéndolo a las barras para el sondeo. Primero se hince el muestreador 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asienta en material virgen.

Después se hince 30 cm en incremento de 15 cm a golpes de un martillo que pesa 64 kg (140 lb) y cae de una altura de 76 cm (30 plg). Se anota el número de golpes que se necesita para hincar el tomamuestras cada uno de los 15 cm. La resistencia a penetración estándar, N , del suelo es la suma de los golpes para los incrementos segundo y tercero.⁶¹⁸ La operación de tomar la muestra en la prueba de penetración estándar se indica en la figura 6.5.

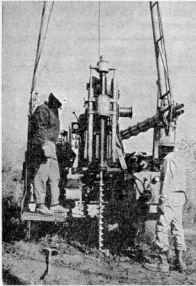
La muestra se examina y clasifica por el técnico de campo encargado del sondeo y después se introduce en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio. La muestra conserva la humedad, la composición y la estratificación del suelo, aunque puede haber una apreciable distorsión en la estructura. Las muestras buenas se pueden usar para pruebas a compresión sin confinar, pero no tienen suficiente calidad para pruebas triaxiales.

La resistencia a la penetración es una indicación de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los cohesivos, pues es, en efecto, un ensayo dinámico a esfuerzo cortante *in situ*. Las tablas 6:4 y 6:5 se han preparado para describir la compacidad y la resistencia, de acuerdo con los resultados de la prueba de penetración estándar.

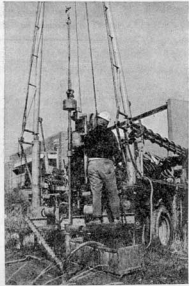
La resistencia a la penetración medida con el muestreador de 5 cm de diámetro interior y 6.30 cm de diámetro exterior, hincado con un martillo que pesa 136 kg y cayendo de 45 cm de altura, como se especifica en algunos códigos de construcciones, es prácticamente equivalente a la medida por la prueba estándar.⁶¹¹

La prueba de penetración estándar es el método más ampliamente usado para obtener datos con respecto a la profundidad, espesor y composición de los estratos de suelo y una información aproximada de la resistencia de los suelos. El método es económico, rápido y aplicable a la mayoría de los suelos (excepto grava gruesa) y hasta a las rocas blandas.

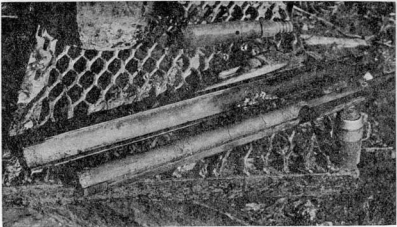
Sondeos rotatorios. Cuando al sondear un suelo se encuentra un material tan duro que la resistencia a penetración excede de 100 golpes en la prueba estándar, es difícil o imposible continuar la perforación con el



a. Perforación con barrena mecánica previa la toma de muestras.



b. Hincando el muestreador partido con una maza de 64 kg (140 lb).



c. Muestreador partido desarmado después del hincado, mostrando el suelo en una mitad del tubo (en primer plano) y en anillo cortante (a la derecha) y la cabeza de la válvula de cierre y la pieza de conexión de la varilla de sondeo (atrás a la derecha).

Fig. 6.5 Prueba de penetración estándar y toma de muestra. (Cortesía de Law Engineering Testing, Co.)

TABLA 6:4 COMPACIDAD RELATIVA DE LA ARENA*
(Tomado de Terzaghi and Peck^{6:11})

Número de golpes	Compacidad relativa
0-4	Muy suelta
5-10	Suelta
11-20	Firme
21-30	Muy firme
31-50	Densa
más de 50	Muy densa

* Medida con muestreador de 3.5 cm de diámetro interior y 5 cm de diámetro exterior, hincando 30 cm con martillo de 64 kg, cayendo de 76 cm de altura.

TABLA 6:5 CONSISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS*
(Tomado de Terzaghi and Peck^{6:11})

Número de golpes	Consistencia
0-1	Muy blanda
2-4	Blanda
5-8	Firme
9-15	Consistente
16-30	Muy consistente
más de 30	Dura

* Medida con muestreador de 3.5 cm de diámetro interior y 5 cm de diámetro exterior, hincado 30 cm con martillo de 64 kg, cayendo de 76 cm de altura.

equipo de sondeo de suelos. A esta resistencia se le llama *rechazo* y es indicación de suelo muy compacto, boleó o roca.

El sondeo rotatorio se usa para perforar esos materiales duros y determinar si lo que indicaba el rechazo era una lente dura, un boleó asentado sobre material blando o una roca sana. Los agujeros de gran diámetro (de 75 a 137 cm) perforados en roca le permiten al ingeniero o al geólogo examinar los estratos en el lugar, pero el costo de la perforación es muy grande. Los testigos de pequeño diámetro que se extraen, permiten determinar la composición, la firmeza y los defectos de la roca a grandes profundidades y a un costo moderado.

El sondeo con broca de diamantes es el método más comúnmente usado para obtener testigos de pequeño diámetro.

Aun cuando los procedimientos detallados se deben adaptar al tipo de roca y a la distribución de las fracturas, la norma ASTM D-2113 se puede aplicar a una amplia variedad de condiciones.

El muestreador es un tubo de acero endurecido de 0.60 a 3.00 m de longitud con una broca unida a su parte inferior. La broca (figura 6.6) tiene corrientemente diamantes negros, aunque a veces se usa, para perforar rocas blandas, carburo de tungsteno u otros materiales duros y resistentes. Los seis tamaños estándar más usuales en los Estados Unidos de América se dan en la tabla 6:6.

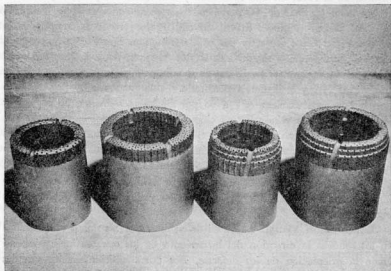


Fig. 6.6 Broca para taladrar el corazón de una roca. (Cortesía de Law Engineering Testing Co.)

Para obtener buenas muestras en roca blanda o fracturada es conveniente emplear el tamaño BX o uno mayor.

Al sondear, la barra de perforación y la broca giran y al mismo tiempo se inyecta agua a alta presión a través de la barra hacia el interior de la

TABLA 6:6 TAMAÑOS DE LAS BROCAS DE DIAMANTE

Tamaño	Diámetro exterior		Diámetro de la muestra	
	plg	cm	plg	cm
EX	1½	3.81	31/16	2.06
AX	1 13/16	4.92	1 7/16	3.02
BX	2 1/8	6.03	1 5/8	4.12
NX	3	7.62	2 1/8	5.39
2 5/8 × 3 7/8 plg	3 7/8	9.84	2 11/16	6.82
4 × 5 1/2 plg	5 1/2	13.97	3 23/32	10.00

broca. Los detritos de suelo molidos como polvo, son arrastrados por el agua y sacados del agujero. La muestra de roca se introduce en el tubo a medida que se sondea. La razón entre la longitud de muestra obtenida y la longitud perforada se conoce con el nombre de *recuperación de muestra* o *razón de recuperación* y se expresa como un porcentaje. La razón de recuperación es una indicación de la calidad de la perforación y de la firmeza de la roca. En una roca sana y homogénea se puede esperar una recuperación de más del 90 por ciento; en rocas con vetas una recuperación del 50 por ciento es típica; sin embargo, en rocas descompuestas la recuperación puede ser muy pequeña o ninguna. Deere^{6:13} propuso una razón de recuperación modificada RQD: la razón entre la longitud total de las secciones mayores de 10 cm de roca intacta, de una muestra tomada con varilla NX y la distancia perforada.* Una razón de 90 por ciento o más indica roca excelente, 75 a 90 por ciento roca buena, 50 a 75 por ciento roca regular y 25 a 50 por ciento roca mala.

En roca fracturada o blanda es esencial el muestreador de doble pared para obtener una mejor recuperación. En este muestreador se emplea un tubo de acero de pared delgada que se ajusta bien alrededor de la muestra y que permanece estacionario mientras el tubo exterior gira. Este tubo interior protege la muestra de la vibración y de la erosión del agua de perforación.

Exploración visual. Es difícil determinar por las muestras obtenidas en los sondeos la dirección del buzamiento de los estratos inclinados, así como la orientación de los defectos. Los pozos suficientemente grandes que permitan una observación directa complementan los sondeos, ya que se puede tener una visión tridimensional de los estratos. Las trincheras son útiles para definir las variaciones erráticas en los estratos y determinar la continuidad de las vetas finas o las lentes. Las fotografías en colores constituyen un registro permanente del material descubierto en los pozos o trincheras.

Se han inventado cámaras que toman fotografías en serie y de TV, que son apropiadas para colocar dentro de los agujeros de sondeo, con las cuales se hace un registro de los estratos expuestos en la pared del agujero. Estas cámaras requieren lentes especiales para registrar todo el perímetro del agujero o lentes que giran para fotografiar un segmento cada vez. Aunque los registros (incluyendo los datos de TV tomados en cinta magnética) requieren gran experiencia para su interpretación, permiten, sin embargo, examinar los estratos a profundidades mayores que las que son

* Las secciones de la muestra que presenten roturas recientes que obviamente se han producido durante la perforación, se incluyen en las longitudes intactas del testigo.

prácticas en los pozos y aun bajo el agua. También se emplean periscopios para agujeros de sondeo, en profundidades limitadas.

6:6 PRUEBAS DE PENETRACION 6:10, 6:12

Los cambios en las condiciones del subsuelo se pueden advertir por las diferentes resistencias que oponen los estratos a ser atravesados por un *penetrómetro*. Cuando los antiguos hincaban una estaca en el fango blando de un pantano para localizar una veta firme de arena, practicaban esta técnica. Aunque los equipos actuales son más elaborados el fundamento es el mismo.

La mayoría de los penetrómetros modernos consisten en una punta cónica unida a una barra de pequeño diámetro que sirve para hincarla. La penetración del cono fuerza al suelo hacia los lados produciendo una compleja falla por esfuerzo cortante, que se parece a la penetración de la punta de un pilote de una cimentación. El ensayo, por lo tanto, es una medida indirecta de la resistencia a esfuerzo cortante del suelo en el lugar.

Existen dos técnicas para realizar pruebas de penetración: la *estática* y la *dinámica*. En la *estática*, la punta es forzada hacia adelante a una velocidad regulada y se mide la fuerza necesaria para producir el movimiento. En la *dinámica* se hince el penetrómetro una distancia especificada a golpes de maza de igual energía. El número de golpes o la energía total que se requiere para que el penetrómetro recorra la distancia especificada, es la medida de la resistencia. La prueba estática es muy sensible a pequeñas diferencias en la consistencia del suelo y no es probable que la operación del ensayo cambie seriamente la estructura de las arenas sueltas o de las arcillas susceptibles. La prueba dinámica es aplicable a una amplia variedad de consistencias y se pueden penetrar las gravas y la roca blanda, las cuales detendrían el avance del aparato en una prueba estática.

Estática. El *cono holandés*, figura 6.7a, es el penetrómetro más ampliamente usado para pruebas estáticas. El cono tiene un ángulo en la punta de 60 grados, un diámetro de 3.6 cm y un área en proyección de 10 cm². Hay en uso diferentes formas que se diferencian en el ángulo del cono y en el diámetro. En la forma que se muestra en la figura 6.7a, un manguito independiente está unido a la parte posterior del cono. La fuerza que se desarrolla por fricción entre el manguito y el suelo se puede medir independientemente de la resistencia en el cono. La razón entre la resistencia en el manguito y la resistencia en el cono es más alta en los suelos coherentes que en los no coherentes. Esta razón se puede usar para estimar el tipo de suelo. Los sistemas mecánicos para medir las resistencias varían con el fabricante. Estos sistemas van desde una simple cremallera

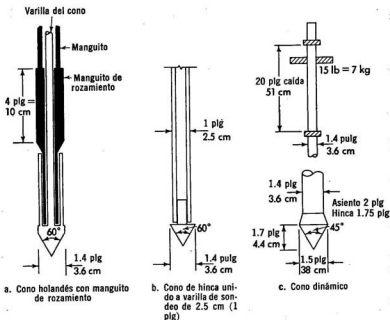


Fig. 6.7 Penetrómetros.

con un piñón donde se aplica la fuerza y un aparato de balanza de muelle para pesar, hasta máquinas automáticas hidráulicas para hincar el penetrómetro con indicadores que dan las cargas continuamente. En todos ellos la fuerza de penetración que pueden desarrollar está limitada: desde media tonelada en los equipos simples, hasta varias toneladas en las máquinas grandes; estas últimas se anclan al terreno.

Dinámico. El ensayo dinámico se utiliza en muchas formas. El Ensayo Normal de Penetración tiene una doble función: ensayo de penetración y toma de muestras, lo cual permite conocer los cambios del suelo por dos métodos independientes; es por esto que tiene gran utilidad en la exploración. Los conos y puntas de distintos tamaños y formas también se usan para medir la resistencia dinámica solamente, debido a su simplicidad y adaptabilidad a una amplia variedad de condiciones. En la forma mostrada en la figura 67b, una punta cónica o esférica no recuperable de 3.6 cm de diámetro se coloca en una barra para sondeo de 2.5 cm de diámetro exterior y se hincan con una maza de 64 kg cayendo de 76 cm de altura. El número de golpes que se necesita para hincar el cono 30 cm, es comparable a la resistencia estándar de penetración, N . En el penetrómetro de

cono, portátil, figura 6.7c, se emplea una maza de 7 kg que cae de 50 cm de altura. El número de golpes que se requieren para hincar el toma-muestras de 4.4 cm de diámetro, es aproximadamente la resistencia estándar de penetración, N_{60}^{14} . Si bien los ensayos dinámicos pueden alterar algunos suelos por el choque y la vibración, son simples y se adaptan, tanto a los suelos muy blandos como a los muy duros.

Ensayos de proyectil. Un penetrómetro de proyectil se deja caer hacia y sobre la superficie del suelo. Relacionando la profundidad de la penetración con la energía cinética y la geometría del aparato se tiene una indicación de la resistencia del suelo. Una forma simple es la barra con punta que se deja caer dentro del agua para localizar el límite entre las acumulaciones de limo blando reciente y los estratos más duros subyacentes. Los contratistas de dragados emplean un aparato de sondeo similar para conocer el carácter de los fondos de los ríos y puertos que deban dragar. Los resultados de estos simples ensayos son cualitativos y el valor de los mismos depende en gran parte de la experiencia de los que los interpretan.

Se han fabricado penetrómetros de proyectil más perfeccionados para dejarlos caer desde un aeroplano. Se registra automáticamente y hasta se transmite por radio a un registrador remoto, la desaceleración que sufre el proyectil a través de los estratos. La desaceleración y sus cambios pueden indicar las consistencias de los estratos y sus límites.

Interpretación. Un penetrómetro es similar a un pilote de cimentación en miniatura que fuerza el suelo hacia los lados produciendo una compleja distribución del esfuerzo cortante. Si bien la fuerza que se requiere para que la punta avance, Q_0 , está relacionada con la resistencia a esfuerzo cortante del suelo, hay muchos otros factores envueltos en este proceso, similares a los que son importantes en la capacidad de carga del pilote (capítulo 10). Los factores más importantes son:

1. c y ϕ del suelo.
2. Esfuerzo debido a la sobrecarga, γ_z .
3. Esfuerzo neutro, u .
4. Geometría del penetrómetro.
5. Método de hinca.
6. Efecto de la hinca sobre ϕ , c y u .

Para una arcilla en la que la resistencia se puede hacer depender, aproximadamente, de un solo parámetro s , que es independiente del esfuerzo de confinamiento y de los cambios del esfuerzo neutro hidrostático, u , la resistencia Q_0 puede expresarse aproximadamente por:

$$Q_0 = sN_p \cdot A \quad (6:2a)$$

$$s = \frac{Q_0}{N_p \cdot A} \quad (6:2b)$$

En esta expresión el factor adimensional del penetrómetro, N_p , incluye la forma del aparato y el modo como se hinca y A es el área proyectada en la dirección de la hinca. Para el cono holandés el valor de N_p varía entre 5 para los suelos muy sensibles y 9 para las arcillas de plasticidad media de baja sensibilidad.

Para los penetrómetros dinámicos la energía de la maza de peso W cayendo la distancia h con una eficiencia mecánica total m , es mWh . Si la distancia penetrada por N golpes de la masa es S , las resistencias estática y dinámica están relacionadas:

$$WhmN = Q_0S$$

$$Q_0 = \frac{WhmN}{S} \quad (6:2a)$$

$$Q_0 = sN_pA$$

$$s = \frac{WhmN}{SN_pA} \quad (6:3)$$

Para la prueba de penetración estándar, los datos limitados que se tienen indican que el valor de m varía entre 0.1 y 0.5, con un promedio alrededor de 0.25.

Se han desarrollado numerosas expresiones empíricas relacionando la resistencia a penetración con las propiedades ingenieriles del suelo.^{6:15, 6:16, 6:17} Estas son correlaciones útiles, pero solamente aproximadas. Hay una gran cantidad de datos dispersos que indican que hay muchos factores variables que no están incluidos en cada una de estas relaciones. Por lo tanto, en cualquier agrupación particular de suelos es mejor recoger suficientes datos para comprobar la relación que se usa o ajustarla para que sea adecuada a las condiciones locales. En los suelos no cohesivos el ángulo de fricción interna, figura 6.8a, está relacionado con N . En los suelos cohesivos, la resistencia a esfuerzo cortante en el lugar, s , a la profundidad a la que se haga la prueba, está relacionado con N , figura 6.8b.^{6:11}

El módulo de compresibilidad en la consolidación simple de las arenas, figura 6.8c, y la compacidad relativa por arriba del nivel freático, figura 6.8d, están también relacionados, aproximadamente, con N . Ambas relaciones son razonablemente válidas por debajo del nivel freático para arenas gruesas, si se usan los esfuerzos efectivos. En arenas finas los efectos de la presión intersticial, lo mismo en estado compacto que suelto, hacen que los resultados sean menos seguros.

Todas las pruebas de penetración son solamente indicaciones indirectas del comportamiento del suelo. Por consiguiente, siempre deben considerarse

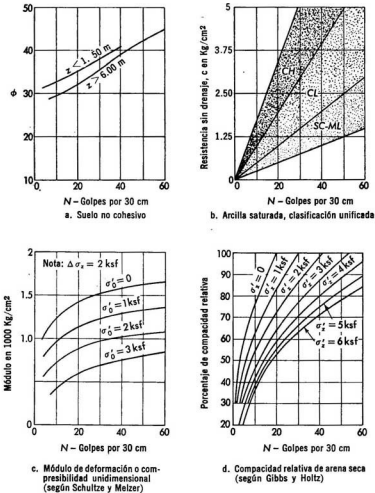


Fig. 6.8 Relación entre la resistencia a la penetración estándar y las propiedades del suelo para estudios preliminares. Nota: todas las relaciones son aproximadas.

como un suplemento a los métodos directos de exploración del suelo, como son el sondeo y la toma de muestras. Una vez que se ha establecido el patrón general de las condiciones del suelo, las pruebas con el penetrómetro pueden ser útiles para suministrar detalles entre los sondeos. Los usos directos de los datos suministrados por el penetrómetro para estimar la capacidad de carga se tratan en el capítulo 10.

6:7 AGUA SUBTERRANEA

La localización del agua subterránea es una parte esencial de cualquier investigación de exploración. En la mayoría de los casos el nivel del agua se mide en los sondeos exploratorios; sin embargo, frecuentemente es necesario hacer sondeos expresamente para la medición del agua subterránea cuando se supone que hay agua colgada o artesiana o si la técnica de perforación (como la que usa el lodo de perforación) oscurece el agua.

La primera indicación de agua subterránea puede ser la humedad en las muestras de suelo o el goteo dentro de los agujeros de los sondeos. Estas observaciones son posibles sólo en el caso en que los sondeos sean en seco. Sin embargo, aunque estas condiciones deben ser registradas, pudieran representar solamente saturación capilar o un nivel freático colgado. Los derrumbes en los agujeros en arena, sin ademado, que se hacen con barrenas, son también una indicación de agua subterránea, aunque no terminante. Se tiene una indicación más segura de la elevación general del agua subterránea dejando que el agua en los agujeros de los sondeos alcance su nivel de equilibrio. En suelos arenosos esto se logra en pocas horas, pero en arcillas se necesita una semana o más.

Es más difícil reconocer los niveles freáticos colgados y las presiones artesianas, especialmente si los acuíferos tienen poca permeabilidad. Los niveles freáticos colgados generalmente se descubren haciendo una serie de sondeos terminando cada uno donde se supone que existe un acuífero permeable diferente; aunque el agua colgada muy localizada puede ser drenada por los propios sondeos más profundos. En estos casos son necesarios los piezómetros sellados que se tratan más adelante. Es probable que haya agua artesiana cuando el nivel del agua en los sondeos aumenta repentinamente, cuando el lodo de perforación se hace más fluido o cuando aumenta de volumen o si el nivel del agua en los sondeos más profundos, después que ésta se ha estabilizado, es más alto en los sondeos próximos menos profundos. Es esencial un piezómetro sellado para medir la presión del agua artesiana. Estos deben instalarse en todos los estratos permeables donde se supone que hay presiones anormales.

Pozos de observación. Es necesario hacer observaciones durante un año o más para conocer las fluctuaciones del agua subterránea por los cambios de estación. En la mayoría de los casos es necesario entubar el agujero para mantenerlo abierto y asegurar que los cambios del nivel del agua en el terreno se producen sin retardo en el agujero. En los suelos arenosos se puede hacer un pozo con un tubo plástico de 2.5 cm de diámetro interior o de mayor diámetro. En la parte del extremo inferior del tubo correspondiente a todo el espesor del acuífero se hacen finas ranuras. La parte superior del pozo se sella con concreto para evitar que penetre

el agua superficial y se le ajusta un casquete de ventilación. En los suelos de grano fino la construcción es más elaborada. El tubo plástico perforado o ranurado se recubre con una malla plástica. El espacio anular entre el suelo y la malla se rellena con arena limpia de la que se usa para concreto en todo el espesor del acuífero y hasta el nivel máximo probable del agua subterránea. La parte superior del tubo se sella en la forma anteriormente descrita.

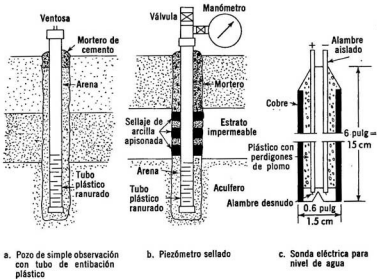


Fig. 6.9 Métodos de observación del agua subterránea.

Piezómetros. Para medir la presión artesiana es indispensable sellar el pozo dentro del estrato impermeable situado inmediatamente arriba del acuífero, para formar un piezómetro. Es extremadamente difícil hacer un buen sellaje, pero si no es así, el piezómetro es inútil. Para lograr un buen sellaje se dejan caer pelotas de arcilla o bentonita húmeda hacia y sobre el relleno anular de arena en el acuífero. Dejando caer un peso de forma cilíndrica, que se ajusta al espacio comprendido entre el tubo plástico y el agujero perforado, se apisonan las bolas de arcilla para formar un tapón continuo. Se requieren varias camadas de bolas de arcilla apisonadas alternando con mortero de cemento. En las figuras 6.9a y b se muestran un pozo de observación y un piezómetro.

Sonda para nivel de agua. La sensibilidad de un pozo de observación o de un piezómetro a los cambios rápidos del nivel del agua o de la presión, depende del volumen de agua que se requiere para llenar el tubo

del pozo cuando el nivel del agua subterránea sube o drenarla cuando baja. Para que haya una rápida reacción en un acuífero de baja permeabilidad es necesario que el tubo del pozo sea tan pequeño como sea posible, 1.3 cm a 2.5 cm. Para determinar con exactitud el nivel del agua subterránea es necesario emplear una sonda eléctrica delgada, figura 6.9c, que consiste en dos alambres aislados embebidos en un manguito pesado que se ajustará al interior del tubo piezométrico. Los extremos de los alambres, desnudos, se extienden unos milímetros por debajo del manguito. Cuando los alambres tocan el agua hay suficiente conductividad para que la corriente pueda ser registrada por un miliamperímetro. Hay muchos tipos de sondas registradoras que dan lecturas continuas.

6:8 EXPLORACION GEOFISICA

En la exploración geofísica la estratificación se infiere por las distorsiones en la distribución de propiedades físicas, ya sean las que son propias de la tierra o las impuestas por los trabajos de exploración. En una masa teóricamente homogénea e isótropa la forma de la distribución se puede definir matemáticamente. Cualquier desviación del modelo teórico, llamada *anomalía*, es el resultado de una falta de homogeneidad, como es la estratificación. Es posible en muchos casos interpretar las anomalías en términos de la profundidad y espesor de los diferentes estratos y aun estimar algunas de las propiedades ingenieriles de los materiales.

Se han analizado muchos sistemas generadores de energía diferentes y la mayoría tienen alguna ventaja en el estudio de una estructura geológica particular y en la exploración de algún tipo de minerales. En la mayoría de los casos las anomalías son tan grandes geográficamente que tienen poco uso en los trabajos de ingeniería civil; sin embargo, se ha encontrado que varias técnicas son útiles en investigaciones locales, las cuales se resumen en la tabla 6:7.

Refracción sísmica. Este método está basado en el principio físico que establece que una onda de choque elástico en un material homogéneo elástico, que tiene un peso específico γ y un módulo de elasticidad E , viaja a una velocidad v que se expresa por:

$$v = C \sqrt{\frac{Eg}{\gamma}}, \quad (6:4)$$

donde C es una constante adimensional relacionada con v . Mientras que los pesos específicos de los suelos y rocas varían dentro de límites muy estrechos, los valores de E varían grandemente, dependiendo de las cuali-

TABLA 6 : 7 METODOS GEOFISICOS*

Método	Fundamento	Uso	Limitaciones
Refracción sísmica	Ondas de choque por impacto de martillo o pequeña explosión cerca de la superficie del terreno. Medición del tiempo de recorrido de la onda a los geófonos colocados a diferentes distancias. La onda de choque puede viajar más aprisa a un geófono distante a través de estratos duros más profundos, que por el camino más corto.	Profundidad del agua subterránea; profundidad de estratos sucesivamente más duros; posible estimación de la rigidez y ubicación de simas.	Interpretación dudosa con límites irregulares o pobremente definidos; no identifica estratos blandos bajo estratos más rígidos.
Resistividad eléctrica	Corriente eléctrica pasando entre electrodos a espaciamientos variados. La caída de potencial entre electrodos intermedios y la corriente definen la resistividad aparente. La profundidad y resistividad de los estratos se determina por la relación resistividad-espaciamento de electrodos.	Profundidad de los estratos de diferente resistividad y del agua subterránea. Ubicación de masas de arena y grava secas o roca dura.	Interpretación dudosa con límites irregulares pobremente definidos.
Gravimétrico	Medida de la fuerza de gravedad terrestre por una balanza de torsión sensible.	Ubicación de las más importantes anomalías estructurales: fallas, domos, posiblemente grandes cavidades.	No identifica estructuras a menos que haya grandes diferencias de densidad.
Sónico	Tiempo de recorrido de la onda sonora o supersónica a través del agua y del limo flojo y reflejada hacia arriba por el cambio de estrato.	Profundidad del agua y del limo blando sobre fondo duro.	Poca o ninguna aplicación en suelos continuos o suelo-roca.

* Los métodos de reflexión sísmica, magnético, de autopotencial y de radiación, son útiles algunas veces en aplicaciones especiales, como registros en pozos e investigaciones de minerales.

dades estructurales del material. Velocidades típicas de onda se dan en la tabla 6:8.

Se coloca una pequeña carga explosiva sobre o debajo de la superficie del terreno. Se colocan detectores, llamados *geófonos*, en la línea recta a partir de la carga y a distancias que van aumentando, d_1, d_2, \dots Se hace

TABLA 6 : 8 VELOCIDADES DE LA ONDA SISMICA

Material	Velocidad	
	m por segundo	pies por segundo
Arenas suelta seca	150-450	500-1,500
Arcilla dura, parcialmente saturada	600-1,200	2,000-4,000
Agua, suelo suelto saturado	1,600	5,200
Suelo saturado	1,200-3,000	4,000-10,000
Roca meteorizada		
Roca sana	2,000-6,000	70,000-20,000

estallar el explosivo y se registra automáticamente por medio de un *sismógrafo* el tiempo empleado por la onda elástica en llegar a cada detector. Se hace un trazado, en el que se dibuja el tiempo requerido por el primer choque en llegar a cada uno de los *geófonos* en función de la distancia a que está de la carga explosiva, como se indica en la figura 6.10.

Es posible hacer una sencilla interpretación del gráfico si cada estrato es de espesor uniforme, H_1, H_2, \dots y si aumenta la velocidad de transmisión de la onda conforme los estratos son más profundos: $V_2 > V_1, \dots$ La onda viaja directamente por el estrato superior a los primeros pocos *geófonos*; por lo tanto, la pendiente de la curva tiempo-distancia es inversamente proporcional a la velocidad:

$$V_1 = \frac{d_2 - d_1}{t_2 - t_1}. \quad (6:5a)$$

Al mismo tiempo una onda de choque está viajando hacia abajo dentro del estrato 2, donde es refractada para viajar a través del mismo y finalmente retornar a la superficie para ser registrada por los *geófonos*. Cerca de la carga explosiva el tiempo empleado en el viaje de la onda es el menor, ya que sigue por la ruta de la superficie que es más directa. Puede suceder que si $V_2 > V_1$ el tiempo requerido para recorrer una ruta más larga sea menor que el de la ruta por la superficie. El gráfico tiempo-distancia es más plano en esta parte que en la primera y V_2 se puede calcular en forma similar a V_1 , como se indica en la figura 6.10. Las dos líneas se cortan en un punto equivalente a la distancia d' del lugar donde se produjo la explosión. El espesor del estrato, H_1 , está dado por:

$$H_1 = \frac{d'}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \quad (6:5b)$$

La velocidad y el espesor de cada estrato sucesivo se pueden calcular siempre que su velocidad sea mayor que la del estrato que está arriba de él. El método se adapta mejor a los estratos horizontales o con ligera pendiente en los que haya un bien definido contraste entre las velocidades, como en el

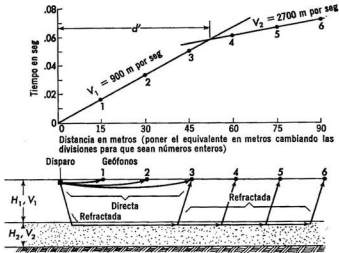


Fig. 6.10 Exploración por refracción sísmica.

caso de suelo sobre roca o de arena suelta seca sobre arena saturada por el agua freática. En condiciones ideales se puede definir la profundidad de los límites hasta varios cientos de metros con una precisión de 1 a 2 por ciento.

Resistividad eléctrica. El método de resistividad eléctrica está basado en que la conductividad de los diferentes estratos varía con la ionización de las sales presentes en el suelo. La roca densa con pocos huecos, poca humedad y baja ionización tendrá alta resistencia, mientras que la arcilla saturada la tendrá baja. Se usan varios procedimientos para determinar la resistividad de una masa de suelo. El método Wenner que emplea cuatro electrodos igualmente espaciados es simple y es muy usado para investigaciones en un lugar determinado. Se colocan los cuatro electrodos en línea recta a iguales distancias, d , como se muestra en la figura 6.11 y se hace pasar una corriente de 50 a 100 miliamperes entre los electrodos extremos

que se mide con exactitud. La caída del voltaje en una parte de la masa se mide entre los dos electrodos interiores por un circuito de punto muerto que requiere que no haya pase de corriente en el instante de hacer la medición. Se puede emplear corriente en el instante de hacer la medición. Se puede emplear corriente alterna con sus sistemas de medida menos sensible o corriente directa, en cuyo caso hay que emplear electrodos no

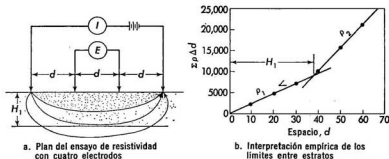


Fig. 6.11 Exploración por resistividad eléctrica.

polarizables y para evitar polarización (la polarización es la acumulación de iones de hidrógeno en el electrodo negativo) y el consiguiente error en el potencial.

En una masa semi-infinita de un material homogéneo e isotrópico la resistividad eléctrica, está dada por la expresión:

$$\rho = \frac{2\pi d E}{I}, \quad (6:6)$$

donde I es el amperaje de la corriente, E es la diferencia de potencial entre los dos electrodos centrales y d la separación entre electrodos. Si la masa de suelo está constituida por estratos de diferente resistividad, la resistividad aparente calculada por la expresión anterior debe ser cambiada. El modelo de la resistividad aparente como función de la separación de los electrodos o prueba de localización, es la base para la interpretación.

La técnica de variar la separación de los electrodos se usa para localizar la profundidad de los estratos de diferente resistividad. Se hacen una serie de ensayos alrededor de un punto en los que la separación de los electrodos va en aumento, como 3, 6, 9, ... metros. Un dibujo de la resistividad aparente en función del espaciamiento de los electrodos se puede interpretar en términos de la profundidad de los límites entre estratos, usando

las curvas teóricas normales. En una interpretación empírica, usada en los trabajos de exploración en un lugar determinado, se traza la suma de los valores de la resistividad aparente como función del espaciamiento, como se indica en la figura 6.11b. La curva resultante consiste en segmentos relativamente rectos, si los estratos son horizontales y de espesor uniforme. Se trazan tangentes a la curva y los espaciamientos correspondientes a la intersección de las tangentes son las profundidades de los límites de los estratos. La pendiente de la curva es proporcional a la resistividad; una curva empinada indica suelo seco o roca y una curva aplanada, suelos húmedos u otros materiales de baja resistividad. En la tabla 6:9 se dan valores típicos de resistividad.

TABLA 6:9 RESISTIVIDADES ELECTRICAS DE SUELOS Y ROCAS

Material	Resistividad en ohms-centímetros
Arcilla o limo orgánicos saturados	500-2,000
Arcilla o limo inorgánicos saturados	1,000-5,000
Arcillas y limos duros parcialmente saturados, arenas y gravas saturadas	5,000-15,000
Lutitas, arcillas y limos secos	10,000-50,000
Areniscas, arenas y gravas secas	20,000-100,000
Rocas cristalinas, sanas	100,000-1,000,000

Para localizar áreas de roca a poca profundidad o de nivel de agua subterránea elevado, se emplea un método diferente. Se usa un espaciamiento constante de los electrodos, aproximadamente igual a la profundidad estimada del material. Las medidas se toman en los puntos de una cuadrícula en una amplia área del lugar. Un plano con las curvas correspondientes a iguales resistividades aparentes indicará las áreas de alta y de baja resistividad. El lecho de roca o la arena y la grava secas se encuentran con más probabilidad en las áreas de alta resistividad y las aguas subterráneas poco profundas y las arcillas en las áreas de baja resistividad.

Ventajas y limitaciones. Los métodos geofísicos tienen dos ventajas importantes. Primera, permiten cubrir rápidamente grandes áreas a un costo relativamente bajo. Segunda, no son estorbados por los cantos rodados o gravas gruesas que dificultan los sondeos. Estas dos cualidades los hacen útiles tanto para los reconocimientos como para las exploraciones.

El no obtenerse una interpretación única es una clara desventaja. Esto es particularmente grave cuando los estratos no son de espesor uniforme ni horizontales. Tampoco se identifican, frecuentemente, los contactos irregulares o de transición y además, estratos que tienen propiedades geofísicas

similares algunas veces tienen grandes diferencias en sus propiedades como material para obras de ingeniería. Si el contacto es muy irregular, el límite definido por la resistividad es la profundidad promedio para una distancia aproximadamente igual a la profundidad. El mismo límite definido por la refracción sísmica es la profundidad del estrato más o menos continuo, más profundo. Por estas razones los métodos geofísicos se deben usar siempre como suplemento de los métodos directos y los resultados deben ser comprobados por sondeos, antes de llegar a conclusiones que resultan positivamente definitivas.

6:9 ANALISIS DE LOS RESULTADOS DE LA INVESTIGACION DE EXPLORACION

Pruebas de laboratorio. Aunque el examen visual de las muestras de suelo obtenidas en los sondeos de exploración puede darle al ingeniero una imagen preliminar de las condiciones del suelo, el estudio de los resultados de las pruebas o ensayos de laboratorio aclara esa imagen y permite analizar las condiciones del suelo basándose en datos reales.

El ingeniero encargado de los sondeos y de tomar las muestras, corrientemente describe las muestras en la propia obra, pero éstas deben examinarse nuevamente en el laboratorio para comprobar la identificación que se hizo en la obra. Entonces se ensayan las muestras para confirmar su identificación y para determinar sus propiedades físicas. En la tabla 6:10 se relacionan las pruebas más útiles para los trabajos exploratorios.

Otros ensayos, como el de la pérdida de peso por ignición, para identificar los materiales orgánicos o el tratamiento con ácido clorhídrico para determinar la existencia de carbonatos solubles, pueden ser útiles para identificar algunos suelos. Un examen microscópico de los suelos gruesos y de las partículas más gruesas que 0.074 mm de los suelos de grano fino, puede ser muy útil para correlacionar estratos similares de sondeos diferentes.

Representación gráfica de los registros de los sondeos. El primer paso para analizar los datos obtenidos en una investigación de exploración es representar gráficamente los registros de los sondeos en una hoja de papel preparado a tal efecto, hoja de trabajo como la que se muestra en la figura 6.12. Cada sondeo se representa en una faja vertical en la que se indican los diferentes suelos por símbolos o abreviaturas. Todos se deben dibujar a la misma escala, con las elevaciones (sobre el plano de referencia local) como ordenadas. Los sondeos que sean colindantes en el terreno se deben dibujar, si es posible, uno al lado del otro, dejando un espacio de 5 a 8 cm entre ellos para los datos de laboratorio.

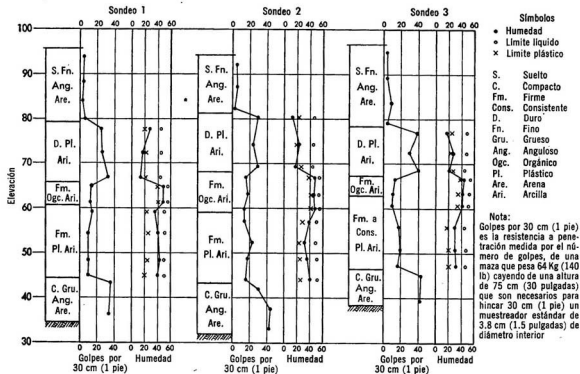


Fig. 6.12 Representación gráfica de los resultados de las fases exploratorias de una investigación de suelo.

362 Investigaciones subterráneas

Aunque la descripción del suelo se puede hacer por símbolos gráficos, es preferible un sistema de símbolos por letras, como el expuesto en el capítulo 2.

La resistencia a penetración del suelo se representa por una línea quebrada que se dibuja junto a los datos del sondeo; esto permite correlacionar

TABLA 6 : 10 ENSAYOS DE LABORATORIO PARA INVESTIGACIONES DE EXPLORACION

Ensayo	Tipo de suelo	Peso de la muestra, g	Tipo de muestra	Uso de los datos
Peso específico relativo de los sólidos	Todos	50	Barrena o muestreador partido	Determinar composición, relación de vacíos
Tamaño de los granos	No cohesivo (arenas, gravas)	125	Barrena o muestreador partido	Clasificación. Estimar permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante, acción de las heladas, compactaciones.
Forma de los granos	No cohesivo (gravas, arenas)	125	Barrena o muestreador partido	Clasificación. Estimar resistencia al esfuerzo cortante.
Límites líquido y plástico	Cohesivo (limos, arcillas)	125	Barrena o muestreador partido	Clasificación. Estimar compresibilidad, compactación.
Humedad	Cohesivo	125	Barrena o muestreador partido	Correlacionar con resistencia, compresibilidad, compactación.
Relación de vacíos	Cohesivo	125	Muestreador partido*	Estimar compresibilidad y resistencia.
Compresión sin confinar	Cohesivo	125	Muestreador partido*	Estimar resistencia al esfuerzo cortante.

* Las muestras deben ser relativamente inalteradas.

la resistencia de los diferentes suelos encontrados. En el mismo gráfico se pueden representar los datos de resistencia a compresión sin confinar obtenidos en las pruebas de laboratorio.

Un segundo gráfico, adyacente al anterior, contiene los datos de humedad y los límites líquido y plástico. La humedad se puede representar por una línea quebrada y los límites por puntos aislados. Las características de los suelos no cohesivos, como son el tamaño y forma de los granos, no se pueden representar fácilmente en ese gráfico, pero se pueden indicar por notas o símbolos.

Preparación de los perfiles del suelo. El perfil del suelo o sección transversal geológica (figura 6.13) de las partes críticas del lugar se representa correlacionando los suelos encontrados en cada uno de los sondeos. Por ejemplo: una capa de arcilla dura que se encuentre en cada uno de tres sondeos adyacentes a la misma elevación, es probablemente el mismo estrato continuo, especialmente si los límites líquido y plástico son los



Fig. 6.13 Perfil del suelo o sección transversal geológica.

mismos. Haciendo interpolaciones entre los sondeos se puede establecer un perfil razonable del suelo. En algunos suelos muy erráticos, como las morrenas glaciales, la interpolación puede ser peligrosa, porque lo que aparentemente parece ser un estrato continuo puede que sean lentes discontinuas. Los limos y los suelos orgánicos ocurren frecuentemente en depósitos limitados en forma de lentes y deben verse con desconfianza.

Representación tridimensional. En la mayoría de las formaciones los suelos varían no solamente con la profundidad, sino también con la ubicación. Un perfil geológico representa los cambios entre los sondeos solamente en una dirección. Por lo tanto, para representar las variaciones del suelo en tres dimensiones es necesario hacer varios perfiles paralelos y en ángulo recto con éstos. Los perfiles se orientan corrientemente con la estructura, por ejemplo, paralelos a las líneas de columnas y esto no siempre pone de manifiesto la orientación más crítica de los suelos. Por ejemplo, si los estratos buzan con gran inclinación, un perfil paralelo a la dirección de los estratos mostraría límites horizontales de los estratos y esto puede conducir a un falso sentido de seguridad. Por tanto, los perfiles deben orientarse de tal manera que presenten las más críticas variaciones del suelo y de la roca.

Donde las variaciones del suelo y de la roca son irregulares, como en los casos en que las fallas y plegamientos son significativos, las representaciones tridimensionales son una gran ayuda para tener una imagen de la estructura subterránea. Combinando las secciones transversales en forma de proyección isométrica, llamada *diagramas de cercas* (fence diagrams) figura 6.14, se puede llegar a tener una impresión tridimensional. De manera similar los diagramas de bloques pueden dar una visión tridimensional limitada. Los modelos tridimensionales permiten una representación cuantitativa; el más simple es un *tablero de clavijas*. Este modelo consiste en un tablero de base que representa el plano del lugar a un nivel de referencia, bien por debajo de la zona que interesa. Sobre el tablero se fijan varillas en los puntos correspondientes del sondeo y las características significativas del suelo y de la roca se marcan en las varillas al nivel que

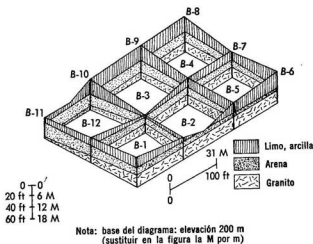


Fig. 6.14 Diagrama de cercas mostrando las condiciones del lugar en tres dimensiones.

les corresponde sobre la base. El nivel del terreno se representa por los extremos superiores de las varillas. El nivel de una parte de la edificación, como es una cimentación flotante o de placa, se puede representar por una lámina plástica transparente que se coloca al nivel correspondiente perforándola para que pasen las varillas por los agujeros. Los límites de los estratos se pueden hacer con espuma plástica sólida o con cintas entre las varillas correspondientes a los sondeos. Si las escalas horizontal y vertical son iguales los complejos problemas de orientación de los estratos se pueden resolver cuantitativamente con el modelo y los resultados, los puede entender un lego en la materia. Infortunadamente los modelos son voluminosos y no se pueden guardar en los archivos o en informes.

Al tratar de correlacionar los registros de los sondeos para determinar el perfil del suelo, muy frecuentemente se encuentra que unos sondeos adicionales serían muy útiles. Si se dibujan los datos de los registros al mismo tiempo que se realiza el trabajo de sondeo, se puede cambiar el número y separación de los sondeos para tener una imagen más clara de los estratos de suelo. En muchos casos los sondeos con barrena, que son de bajo costo, se pueden usar con buenos resultados para determinar la extensión de los estratos entre dos sondeos hechos por procedimientos más costosos y, en algunos casos, los métodos geofísicos o la pruebas de penetración han sido muy útiles para ese mismo fin.

Cálculos preliminares. La resistencia a compresión sin confinar, la relación de vacíos y la compresibilidad de las arcillas y la compacidad y el ángulo de fricción interna de las arenas y gravas, son necesarios para la

mayoría de los estudios en que están implicadas la seguridad y el asentamiento de masas de tierra y de las estructuras que ellas soportan. El valor promedio de estas propiedades en cada uno de los estratos del perfil del suelo se puede estimar de los datos de laboratorio y de la resistencia a penetración.

Los cálculos preliminares para la seguridad y el asentamiento de las estructuras, se pueden hacer utilizando el perfil del suelo y las propiedades estimadas del mismo. Los resultados de estos cálculos se pueden agrupar en cuatro categorías:

1. La estructura es tan segura contra falla y asentamiento excesivo, que no se necesitan estudios adicionales y las propiedades estimadas del suelo se pueden usar como base para el proyecto, sin sacrificio de la economía.
2. La estructura es segura y no se producirán asentamientos excesivos, pero un estudio adicional detallado del suelo puede conducir a un proyecto más económico.
3. La estructura parece no ser segura o probablemente se asentará demasiado; por lo tanto, será necesario un estudio adicional detallado del suelo antes que pueda hacerse un proyecto satisfactorio.
4. La estructura es tan insegura o se asentará tanto, que los estudios adicionales del suelo serían inútiles.

Basándose en estos cálculos el proyectista puede decidir si sigue adelante con sus planes sin estudios adicionales, si procura datos adicionales más precisos o si abandona el proyecto originalmente planeado.

6:10 INVESTIGACION COMPLETA Y DETALLADA

La investigación completa y detallada facilita al ingeniero los datos del suelo y de la roca que son necesarios para hacer un proyecto definitivo. La investigación de la permeabilidad, en los proyectos en que intervienen la filtración o el drenaje, de la resistencia y la deformación bajo cargas variables y de los cambios de volumen producidos por los esfuerzos y por el medio ambiente, son tan esenciales para el éxito de un proyecto, como la resistencia del acero y del hormigón para el proyecto de la superestructura. Cuanto más complejas sean las condiciones del suelo y más pesada la estructura, mayor será el posible ahorro, si se tienen datos completos y detallados del suelo. El ahorro comprende tanto las operaciones de construcción como la estructura definitiva. Además, cuando a las condiciones del suelo no se les ha dado la debida atención, el estimar el comportamiento del mismo basándose sólo en los datos de la exploración puede conducir

a un proyecto exageradamente seguro o a correr graves riesgos por futuras dificultades.

La investigación detallada generalmente se centra en aquellos estratos que la investigación exploratoria señaló como críticos. Por ejemplo, si se encuentra que un estrato de arcilla tiene una resistencia baja a penetración, es probable que su resistencia al esfuerzo cortante y su compresibilidad sean factores determinantes en el proyecto final. Hay dos caminos posibles para obtener los datos necesarios.

1. Obtener muestras representativas de óptima calidad para las pruebas de laboratorio.
2. Hacer pruebas del suelo en el propio lugar.

El hacer ensayos en el laboratorio tiene la ventaja de que el medio ambiente, incluyendo los esfuerzos, se puede variar a voluntad, para representar los cambios producidos por la construcción y por la futura estructura. Además, las pruebas de laboratorio permiten medir casi todas las propiedades del suelo que son necesarias; sin embargo, los resultados dependen de la calidad de las muestras del suelo, que están afectadas por las alteraciones o perturbaciones que sufren durante la toma de muestras y del grado en que éstas representan la totalidad del estrato. Las pruebas en el propio lugar evalúan el comportamiento del suelo en el medio ambiente que lo rodea. En ellas se pueden integrar los efectos de muchas variables que son difíciles o imposibles de representar en el laboratorio y además las perturbaciones están limitadas a las producidas por la ejecución del ensayo. Es de lamentar que las propiedades del suelo que se pueden evaluar y los cambios en esfuerzo y en otros factores del medio ambiente que se pueden producir sean tan limitados. Para la mayoría de los proyectos las pruebas de laboratorio con muestras inalteradas son suficientes; en el caso en que las condiciones del suelo sean muy complejas, es indispensable hacer pruebas de ambos tipos. Las mediciones en la obra pueden comprobar el trabajo de laboratorio y éste amplía la variedad de condiciones que son posibles en el terreno.

En ambos casos la investigación completa y detallada se puede hacer, ya sea interrumpiendo el sondeo exploratorio e investigando cada estrato crítico al momento que se le identifica o después, cuando se haya terminado el trabajo de exploración preliminar. Combinando ambos trabajos de investigación se ahorra tiempo y en los proyectos pequeños es más económico. En los grandes proyectos es posible una mejor coordinación del trabajo si el programa de la investigación detallada se planea con vista a la correlación de los resultados del trabajo de exploración.

Datos que se requieren. El análisis de la seguridad de una estructura y del empuje de tierras máximo requieren datos sobre la resistencia al

esfuerzo cortante del suelo. La resistencia de los suelos cohesivos se puede determinar correctamente por lo general, en el laboratorio. Las arcillas muy blandas o sensibles, en las que no es fácil tomar muestras o que éstas se pueden alterar fácilmente, se prueban mejor en la propia obra. La resistencia de los suelos no cohesivos se puede determinar en muestras inalteradas o en muestras alteradas reconstruidas, que tengan la misma compacidad relativa. Debido a la dificultad de obtener muestras inalteradas en los suelos no cohesivos y la tendencia de las mismas a cambiar su estado durante el transporte, es más conveniente hacer los ensayos de peso específico de las muestras en un laboratorio en la propia obra. En otros casos las pruebas directas en obra, como la de penetración, serán más confiables, aunque están limitadas al estado actual del esfuerzo.

Cuando el asentamiento es crítico, son esenciales los datos sobre módulo de elasticidad y compresibilidad. Las pruebas de consolidación y de esfuerzo-deformación se realizan con muestras inalteradas en los suelos cohesivos y en los no cohesivos con muestras inalteradas o reconstruidas. También se pueden hacer pruebas en obra para determinar la deformación por cambios de esfuerzo, haciendo pruebas de carga a grande o pequeña escala, así como por expansión en agujeros perforados. El ensayo de permeabilidad se puede hacer con muestras en el laboratorio; sin embargo, es necesario hacer muchos para poder definir las variaciones de los valores. La permeabilidad está tan profundamente influida por cambios en la estratificación del suelo aparentemente insignificantes, que es recomendable hacer las pruebas en la obra siempre que sea posible. El ensayo en obra está limitado por las condiciones del agua subterránea y mayormente por las filtraciones horizontales.

Muestras que se requieren. En la mayoría de las investigaciones los estratos críticos están compuestos de suelos cohesivos (arcillas, limos orgánicos y arcillas orgánicas) que requieren muestras inalteradas de tamaño suficiente para las pruebas de laboratorio. En la tabla 6:11 se dan los tamaños típicos de las muestras para las diferentes pruebas.

TABLA 6:11 TAMAÑO DE LAS MUESTRAS PARA LAS PRUEBAS

Prueba	No. de muestras para una prueba	Tamaño de las muestras de prueba	
		centímetros	pulgadas
Compresión sin confinar	2	3.55 diá. \times 7.62 largo	1.4 diá. \times 3.01
Cortante triaxial	2	7.11 diá. \times 15.24 largo	2.8 diá. \times 6.0 largo
	4-6	3.55 diá. \times 7.62 largo	1.4 diá. \times 3.0 largo
Cortante directo	4-6	7.11 diá. \times 15.24 largo	2.8 diá. \times 6.0 largo
	4-6	2.54 \times 7.62 diá.	1.0 \times 3.0 diá.
Consolidación	1	6.35 diá. \times 2.54 espesor	2.5 diá. \times 1.0 espesor
	1	10.80 diá. \times 2.54 espesor	4.25 diá. \times 1.0 espesor

El número de muestras que debe tomarse depende de la uniformidad del estrato que se analiza. Un suelo perfectamente homogéneo requiere solamente una muestra de tamaño suficiente para los ensayos necesarios, pero esto no es lo común, pues la mayoría de los suelos distan mucho de ser uniformes. La fluctuación de las variaciones en las propiedades del suelo se pueden determinar por los resultados de la investigación exploratoria. Se seleccionan los puntos típicos y los puntos extremos dentro del estrato, usando los registros de sondeos y los gráficos de resistencia a la penetración, humedad, límites de Atterberg y resistencia a compresión sin confinar. Las muestras inalteradas se toman tan próximas a esos puntos como sea prácticamente posible. Sin embargo, en muchos casos es necesario tomar una serie continua de muestras inalteradas en toda la profundidad del estrato crítico. Corrientemente se toma una serie de muestras inalteradas debajo de cada estructura importante o debajo de cada una de las diferentes partes de una estructura grande, pero pueden ser necesarias más o menos, de acuerdo con la uniformidad del suelo. Un resumen de los métodos para tomar muestras profundas se da en la tabla 6:12.

6:11 MUESTRAS INALTERADAS

El paso más importante en la investigación detallada es la obtención de muestras con la mínima alteración posible. Es imposible obtener muestras completamente inalteradas, pues la remoción de una porción de suelo del terreno produce cambios en los esfuerzos del suelo que alteran la estructura en cierto grado. Las mejores "muestras inalteradas" son aquellas en que la humedad y la composición no sufren cambios y la relación de vacíos y la estructura sufren el menor cambio posible.

Muestras tomadas directamente. La toma directa de un trozo de suelo excavado a mano cuidadosamente, es, corrientemente, la mejor muestra inalterada que se puede obtener. La figura 6.15 ilustra los pasos a seguir para la obtención de la muestra. Se excava un pozo en el lugar hasta la profundidad a que se quiera tomar la muestra. Se quita con cuidado el suelo alrededor de la muestra, de manera que ésta se proyecte sobre el lado o fondo de la excavación como un pequeño tacón. Si la muestra es fuerte y rígida se puede separar de su base cortándola con una paleta plana, se envuelve en una película plástica para que conserve la humedad y después se coloca en un cajón apropiado para transportarla al laboratorio en automóvil. Si la muestra es débil o si se va a transportar por camión o por ferrocarril, se requiere una protección adicional. Un método muy bueno es colocar la muestra en una caja de madera resistente con tapa y fondo removibles, dejando un espacio libre de sólo 2 cm alrededor de la misma; ese espacio se rellena con parafina fundida. La

TABLA 6 : 12 METODOS PARA TOMAR MUESTRAS PROFUNDAS

Método	Equipo y técnica	Uso	Limitaciones
Barrena ASTM D-1452	Conservar los detritos extraídos a pequeños intervalos del barrenado.	Muestra alterada para identificación del suelo, humedad sobre nivel freático.	Destruye la estructura. El suelo se mezcla con el agua por debajo del nivel freático.
Muestreador partido ASTM D-1586	El muestreador partido, con o sin forro para proteger la muestra, se hince 45 cm en el estrato; D.I. 3.5 cm por D.E. 5.0 cm, D.I. 5.0 cm por D.E. 6.3 cm.	Muestra intacta, pero alterada. Identificación del suelo, estructura, humedad; peso específico de gran variedad de suelos.	Muestra distorsionada. Demasiado alterada para pruebas de resistencia, consolidación.
Muestreador de pared delgada ASTM D-1587	Tubo de pared delgada de D.E. 7.6 cm a 12.7 cm, con borde afilado, se introduce en el suelo 10 ó 20 diámetros.	Muestra relativamente inalterada para pruebas de esfuerzo cortante, peso específico, consolidación, etcétera, de muchos suelos.	La muestra se pierde en suelos muy blandos o arena suelta bajo el agua.
	El mismo hincado con martillo.	Arcilla resistente solamente.	Ligera alteración.
Muestreador de pared delgada Pistón fijo	Tubo de pared delgada de D.E. 7.6 cm a 7.12 cm, con borde afilado. El pistón impide que entren los detritos del suelo, permanece fijo mientras el tubo avanza y se fija después de hincado para ayudar a sostener la muestra. Varilla hueca activa, pistón hidráulico interior (tipo Osterberg), control de cremallera (Hong).	Muestra relativamente inalterada de limos muy blandos, arcillas y arenas sueltas, si se llena el agujero con lodo pesado para sondeo.	La muestra de arcilla blanda y de arena se pierde algunas veces.
Lámina metálica, suco	Bandas de lámina metálica enrolladas arriba del borde cortante envuelven la muestra para impedir contacto con el muestreador y ayudan a sostenerla.	Muestra relativamente inalterada, continua (hasta 12 m), de arcilla blanda, para pruebas de esfuerzo cortante, consolidación, etcétera.	La grava, la arena abundante o los estratos duros dañan el muestreador.
Muestra por rotación: suelo	Tubo exterior rotatorio con dientes, tubo interior fijo para proteger y sostener la muestra. Los detritos se eliminan por el lodo de sondeo (tipo Dennison con borde cortante fijo, tipo Pitcher con variación automática de la posición del borde cortante).	Muestra relativamente inalterada, continua, de suelos cohesivos de firmes a duros y rocas blandas.	Falla por torsión en suelos blandos y a veces arenas.
Muestra por rotación: roca	Tubo rotatorio con broca de diamantes en el extremo. La muestra queda protegida en un tubo interior fijo del muestreador de doble tubo. Los detritos se eliminan con el fluido del sondeo.	Muestra continua en roca dura; casi continua en roca blanda o fracturada con doble tubo tipo M.	La roca fracturada o muy blanda no se recupera.

muestra y la caja se sacan de la excavación y se vierte parafina fundida en ambos extremos de la muestra, colocándose después el fondo y la tapa. Otro método consiste en deslizar un depósito cilíndrico sobre la muestra que ha sido cortada cuidadosamente para que se ajuste bien dentro del depósito. Se pueden usar latas de aceite de cinco cuartos de galón, pedazos de tubos de estufas o tubos grandes de agua. Se deben colocar tapas de madera o metal para proteger los extremos abiertos de la muestra. Se debe verter parafina derretida para formar una capa en los extremos abiertos para evitar la evaporación de la humedad. Estos depósitos se deben colocar en una caja de madera apropiada, calzándolos con serrín o virutas para protegerlos durante el transporte.

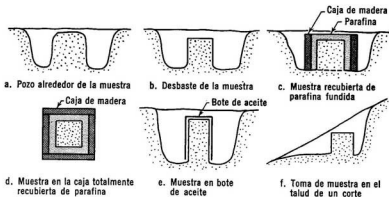


Fig. 6.15 Muestra inalterada tomada directamente.

El pozo que se hace para tomar la muestra no solamente permite obtener una muestra inalterada, sino que es también una "ventana" a través de la cual se puede observar la estructura del suelo en el propio lugar. El examen visual de los estratos de suelo que han quedado al descubierto por la excavación, permite observar la disposición, uniformidad e inclinación o buzamiento de los mismos, información ésta que no es fácil obtener en los sondeos. Las fotografías de los paramentos de la excavación son un registro permanente de esta información.

Toma de muestras inalteradas profundas. Se han inventado muchos aparatos para obtener muestras inalteradas en sondeos profundos, pero no todos los tipos han tenido éxito en todos los suelos. La calidad de inalterada de una muestra depende de los siguientes factores:

1. Desplazamiento del suelo por el muestreador.
2. Método para introducir el muestreador en el terreno.

3. Rozamiento en la cara interior del muestreador.
4. Compresión del suelo debida a la presión de la sobrecarga de tierra.
5. Manipulación y almacenaje de las muestras hasta ser ensayadas.

El desplazamiento del suelo por las paredes del muestreador es probablemente la causa de alteración más importante. El suelo es forzado hacia los lados y hacia arriba, lo cual lo distorsiona severamente y cambia su estructura. Esto se puede aminorar excavando alrededor de la muestra, usando en el muestreador un borde cortante fino y largo y haciendo que el área transversal de las paredes del muestreador sea la menor posible. El desplazamiento relativo del muestreador se puede expresar por el coeficiente de superficie A_r :

$$A_r = \frac{D_o^2 - D_s^2}{D_s^2} \times 100 \text{ por ciento} \quad (6:7)$$

en la que D_o es el diámetro exterior del muestreador y D_s el diámetro de la muestra. De acuerdo con Hvorslev,^{6:8} la alteración por desplazamiento es mínima cuando el coeficiente es menor de 10 a 15 por ciento.

Un borde cortante fino y afilado aminora el desplazamiento, aunque se daña fácilmente por la grava y las vetas duras, por lo que sólo se puede usar en estratos blandos continuos.

El método que se siga para introducir el muestreador en el terreno es importante en las arenas sueltas y en las arcillas muy sensibles. En estos suelos el continuado golpear con el acompañamiento de choque y vibración son perjudiciales, aunque un solo golpe de un martillo pesado no parece ser perjudicial. El mejor método para introducir el muestreador en el terreno es forzarlo con un movimiento continuo y uniforme como el del equipo hidráulico de la máquina perforadora o por medio de un aparejo diferencial que tire contra anclajes que se hayan fijado en el terreno.

El rozamiento entre la muestra y las paredes del tubo produce una alteración en los bordes de la muestra que es fácilmente visible en los suelos estratificados o laminados, pero que se produce en todos los casos. Este rozamiento se puede reducir inclinando 0.50 mm hacia adentro el borde cortante; de esta manera el diámetro de la muestra será 1.00 mm menor que el diámetro interior del tubo. Si el borde cortante se inclina demasiado, la muestra se puede expansionar cambiando su estructura; si la inclinación es muy pequeña se puede deformar la muestra. También se puede reducir el rozamiento limitando la longitud de la muestra y excavando alrededor de la misma.

La remoción del suelo del agujero del sondeo reduce los esfuerzos hacia abajo en el fondo del mismo, sin cambiar el esfuerzo lateral y el esfuerzo

hacia arriba producidos por la sobrecarga de tierra; esto da como resultado que el suelo se comprima hacia adentro y hacia arriba distorsionándose en este proceso. Esta condición es muy seria en las arcillas blandas, aunque existe, hasta cierto punto, en todos los materiales. En los suelos no cohesivos cualquier intento de bajar el nivel del agua en el agujero, por debajo del nivel freático, por bombeo o con cubetas, tendrá un efecto adicional, porque la presión de agua en el fondo del agujero, que no está equilibrada, produce en el suelo la condición de movedizo. Este esfuerzo no equilibrado se contrarresta manteniendo el agujero lleno de líquido todo el tiempo. El agua es el líquido adecuado para muchos suelos, pero en las arenas sueltas y en las arcillas blandas el lodo de perforación (descrito en la sección 6:5) es mejor. En arcillas extremadamente blandas es necesario, algunas veces, igualar el peso específico del fluido que se emplea para perforar al del suelo, añadiendo baroides o limaduras de hierro a la mezcla.

La succión que se produce al sacar el muestreador distorsiona la parte inferior de la muestra y hasta puede sacar el suelo fuera del tubo. Esto es difícil de evitar. Un pistón o una válvula de retención colocado por arriba de la muestra puede ayudar desarrollando una succión hacia arriba comparable a la que tiende a sacar la muestra del tubo. Un pequeño tubo o conducto unido a la pared exterior del muestreador y abierto a la altura del borde cortante puede permitir que el lodo de perforación de la parte superior llene el hueco que se produce al sacar la muestra. Como un procedimiento alternativo, se puede bombear aire a través del tubo desde la superficie del terreno. Un medio simple para evitar la succión es soldar una varilla de 6 mm de diámetro a la parte exterior del muestreador. Se gira éste antes de extraerlo, lo cual forma un conducto temporal en el suelo; de todos modos el conducto aumentará ligeramente el desplazamiento del muestreador.

La manipulación y almacenamiento impropios causan choque, distorsión y secamiento de las muestras. Si las muestras se sellan inmediatamente después que se sacan, se colocan en una caja acolchonándolas, se protegen de temperaturas extremas y se transportan con el debido cuidado, esas causas de alteración se pueden reducir al mínimo.

Se han desarrollado muchos tipos de equipos con objeto de reducir a un mínimo las alteraciones de las muestras; sin embargo, la importancia relativa de los factores de alteración difieren con el suelo, la profundidad y el agua subterránea. Por lo tanto, en la fabricación de un muestreador se debe tender a armonizar todos esos factores. Los tipos principales se relacionan en la tabla 6:12 y los de más variadas aplicaciones se describen en los párrafos siguientes.

Muestreador de pared delgada. El muestreador para profundidades, más simple y más ampliamente usado, es el de *pared delgada o tubo*

Shelby (figura 6.16a). Está hecho de tubería de acero estirado en frío (algunas veces llamada tubería *Shelby*), de 2 a 5 pulgadas (5.08 a 12.70 cm) de diámetro, con paredes de 1/20 de pulgada (1.27 mm) de espesor para los tubos de 2 pulgadas (5.08 cm) y de $\frac{1}{8}$ de pulgada (3.17 mm) para los tubos de 5 pulgadas (12.70 cm). El extremo inferior está biselado para formar la arista cortante y puede estar inclinado hacia dentro para reducir el rozamiento con las paredes. La parte superior está unida a una válvula de retención que ayuda a mantener la muestra en el tubo cuando se está extrayendo del terreno.

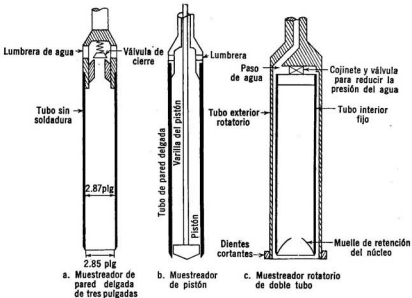


Fig 6.16 Muestreadores para obtener muestras inalteradas.

El muestreador se introduce hasta el fondo del agujero de sondeo y se fuerza en el suelo para que penetre una distancia no mayor de 15 diámetros, para reducir al mínimo el rozamiento entre la muestra y las paredes del tubo. La muestra se sella en el propio tubo con cera fundida y así se envía al laboratorio.

El muestreador de pared delgada reduce a un mínimo las causas más serias de alteración de las muestras: el desplazamiento y el rozamiento. Cuando se usa en agujeros de sondeo que están estabilizados con lodo de

perforación, se pueden obtener excelentes resultados en una variedad grande de suelos.

Muestreador de pistón. En suelos extremadamente blandos, aun el pequeño desplazamiento del tubo de pared delgada hace que el suelo se comprima dentro del tubo más aprisa de lo que avanza el muestreador, causando la distorsión de la muestra. La distorsión causada por el rozamiento también puede ser seria; pero si se reduce demasiado el rozamiento por la inclinación del borde y por la limitación de la longitud de la muestra, ésta se saldrá del tubo cuando se esté sacando del terreno.

Estas dificultades se pueden reducir colocando un pistón en el muestreador de pared delgada, figura 6.16*b*. Al empezar a tomar la muestra, el pistón está en el fondo del tubo y en contacto con la superficie del suelo. El pistón se fija en esta posición por la varilla que lo mueve, que se extiende hasta la superficie del terreno y que se asegura a un soporte rígido. El tubo muestreador se introduce, adelantándose al pistón, en el suelo que está debajo. El pistón, que está fijo, impide que el suelo ejerza presión hacia arriba. Si la muestra tiende a salirse del tubo se crea un vacío entre el pistón y la muestra que ayuda a sostenerla. Con este método se pueden obtener buenas muestras en suelos muy blandos, pero con un aumento considerable del costo.

En el muestreador de pistón fijo de Osterberg se incorpora un cilindro hidráulico en la cabeza del aparato muestreador para hacer avanzar el tubo de pared delgada. La presión hidráulica para la operación se suministra a través de varillas de sondeo huecas, lo cual elimina la necesidad de la engorrosa doble varilla concéntrica, una para sostener el pistón y la otra para introducir el muestreador en el suelo.

Se usa una gran variedad de muestreadores de pistón. El pistón libre se fija al extremo inferior del tubo cuando se baja el tomamuestras en el agujero; esto evita que el material suelto obstruya el tubo. Cuando se comienza a tomar la muestra se suelta el pistón y queda como flotando en el tubo sobre el suelo. Cuando se está extrayendo el tubo se vuelve a fijar el pistón y esto ayuda a mantener la muestra en su lugar; sin embargo, no impide el apretamiento del suelo durante la toma de la muestra. En otros tipos el pistón tiene forma de torpedo, lo cual permite que el muestreador avance en suelos muy blandos sin necesidad de perforar previamente. Ninguna de estas variedades es tan efectiva como el pistón fijo.

Muestreadores con hojas delgadas de metal. Este tipo de muestreador sueco reduce al mínimo el rozamiento entre las paredes del tubo y el suelo, introduciendo continuamente en el tubo tiras finas de hojas delgadas de metal. Estas forman un forro delgado móvil de metal que impide que el suelo toque al tubo. Las tiras de hojas delgadas de metal son jaladas por un pistón a la misma velocidad que avanza el muestreador, de manera

que no hay tendencia a que el suelo se distorsione porque se apriete o por rozamiento con las paredes. Siguiendo este método se han obtenido muestras continuas inalteradas de 15 cm de largo en arcillas de consistencia blanda a firme o en limos; sin embargo, es de poco uso en arenas y gravas.

El forro de hojas delgadas de metal está hecho de 16 tiras, cada una de 1 cm de ancho, de manera que casi cubren la superficie de una muestra de 7 cm de diámetro. Las tiras provienen de rollos que se ajustan a un retenedor situado 30 cm por arriba de la arista cortante, de manera que el desplazamiento del retenedor no produce alteración perjudicial al suelo. Las tiras llegan a la muestra a 12 cm por arriba del borde cortante.

Muestreador rotatorio. El muestreador rotatorio combina la perforación y la toma de la muestra, lo cual hace que la alteración debida al desplazamiento sea mínima. Un ejemplo es el *tomamuestras Denison* (figura 6.16c), que consiste en dos tubos concéntricos. El tubo interior es el verdadero muestreador, tiene de 3 a 5 pulgadas (7.6 a 12.7 cm) de diámetro y 24 pulgadas (61 cm) de longitud, con un forro fino de acero y una broca cortante pesada en el extremo inferior. El tubo exterior gira, corta el suelo y los detritos son sacados del agujero del sondeo por el agua que se bombea por el tubo de perforar y que fluye por entre los dos tubos. El tubo interior permanece estacionario y protege la muestra del agua que se inyecta. Los dos tubos se introducen en el terreno al mismo tiempo. Las muestras que se obtienen con este muestreador son excelentes, particularmente en arcillas duras y en arenas ligeramente cohesivas, en las que es difícil tomar muestras de otra manera. El equipo es comparativamente costoso y también es costoso el operarlo.

Hay un número de variantes del muestreador rotatorio de doble tubo, cada una de las cuales se aplica a una condición específica de trabajo. Las series *M* de doble tubo con broca de diamantes fue originalmente fabricada para tomar muestras de carbón. El tubo estacionario interior se extiende casi hasta el borde cortante, que está modificado. Con este muestreador se pueden obtener buenas muestras de 1.7 a 2.1 pulgadas (4.3 a 5.3 cm) de diámetro en rocas muy blandas fáciles de erosionar y en suelos duros. En el *muestreador Pitcher* se usa una muelle para controlar el avance del tubo interior. En las formaciones duras el tubo se retrae de tal manera que el borde cortante rotatorio es el que guía al muestreador. En las formaciones blandas el tubo interior con su borde biselado se extiende por delante del borde cortante rotatorio, de manera que el muestreador se asemeje a un tubo de pared delgada con borde cortante rotatorio, que aminora el desplazamiento ligeramente por arriba de la entrada del tubo.

Muestreo profundo en arena. Es difícil obtener en los sondeos muestras inalteradas de arena y de grava sin cohesión, ya que la operación de tomar la muestra puede reagrupar los granos y porque generalmente

las muestras se salen del muestreador. Se recurre a helar el suelo y perforarlo con una perforadora rotatoria, pero esto tiene la desventaja de que aumenta la relación de vacíos. En otro método se muestra con un muestreador de pared delgada y se hiela el extremo inferior de la muestra para evitar que ésta se caiga al sacar el dispositivo.

Se pueden obtener muestras inalteradas de arena por debajo del nivel freático, si se emplea un lodo de perforación muy pesado. El lodo forma una cubierta en el extremo inferior de la muestra, impidiendo así que se salga del muestreador. Se drena el exceso de agua de la muestra antes de sellarla, de manera que la tensión capilar ayude a mantener su estructura durante el transporte. También es conveniente medir la muestra de manera que se pueda descubrir cualquier cambio en la compacidad que se produzca durante el transporte y se pueda calcular la relación de vacíos original a partir del peso tal como se recibió en el laboratorio.

En el muestreador de arena Bishop se utiliza un gran cilindro que se fuerza sobre un tubo de pared delgada después que éste ha penetrado en la arena. Se bombea aire en el cilindro de manera que el muestreador con su arena suelta quede rodeado por aire. Si la operación de reemplazar el agua por el aire en torno al tubo muestreador es suficientemente lenta como para que la arena pueda drenar parcialmente, ésta se mantendrá intacta en el tubo por tensión capilar.

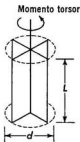
Muestreador con forro interior. Uno de los primeros tipos de muestreador, que todavía se usa, es similar al partido, pero lleva en su interior un tubo sin costuras que se ajusta bien al exterior. La muestra se transporta y almacena en este tubo para que las alteraciones por manipulación sean mínimas. Este muestreador no se usa mucho porque tiene un coeficiente de superficie grande, que con frecuencia produce una severa distorsión de la muestra por desplazamiento.

6:12 PRUEBAS EN OBRA

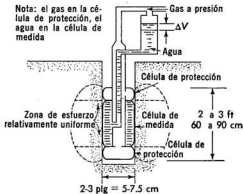
El hacer las pruebas del suelo en el propio lugar tiene, teóricamente, la ventaja de reducir al mínimo las alteraciones causadas por los cambios de esfuerzos y otras distorsiones similares inherentes a la toma de muestras, eliminándose también los efectos del choque y la vibración durante el transporte y la subsecuente manipulación. Además, en la prueba en obra se incluyen los efectos de las características relacionadas con la formación, de modo que este tipo de ensayo es probablemente la forma más realista de medir las propiedades físicas del suelo en su propio ambiente. Sin embargo, la propia prueba ocasiona alguna alteración y, por lo general, es imposible evaluar los efectos debidos a los cambios drásticos del medio. Un resumen de los diferentes métodos se exponen en la tabla 6:13.

Los diferentes penetrómetros descritos en la sección 6:7 se pueden usar como pruebas en obra indirectas. El cono estático mide directamente la *resistencia puntual* de la formación. La extrapolación de los resultados a una cimentación de tamaño natural se trata en el capítulo 10; pero, como en todos los modelos, hay que evaluar el *efecto de escala*. Las pruebas dinámicas también se pueden relacionar con la capacidad de carga. Como la capacidad de carga de un suelo está en función de sus propiedades ingenieriles. (capítulo 9), debe existir una relación entre esas propiedades y la resistencia a penetración, ya sea estática o dinámica. En la sección 6:7 se dan relaciones empíricas típicas que comprenden la resistencia de las arcillas en el propio lugar y la compacidad relativa y el ángulo de fricción interna de los suelos no cohesivos. Sin embargo, como también intervienen otros factores, estas relaciones no están bien definidas y sólo deben usarse como meras indicaciones de las propiedades que se investigan. Para un lugar y estrato determinados, la dispersión de los datos es limitada y se puede deducir, para ese preciso lugar, una relación bien definida.

Veleta para pruebas de esfuerzo cortante. La veleta se usa en ensayos para determinar la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos, a gran profundidad, bajo el fondo de un pozo y con el mínimo de alteración. La veleta para pruebas en obra, figura 6.17a, tiene dos aspas en cruz, unidas a una varilla vertical. Los diámetros corrientes son: 5, 6.25 y 7.5 cm, con longitudes de 3 a 5 diámetros. La veleta se introduce forzándola hacia dentro del suelo en el fondo del pozo, hasta que su parte superior quede a dos diámetros por debajo de dicho fondo. La rotación de la veleta



a. Veleta



b. Presiómetro de Menard para medir deformación y seudoresistencia (Nota: el dibujo está a escala)

Fig. 6.17 Pruebas de resistencia *in situ*.

TABLA 6 : 13 PRUEBAS EN OBRA

a. Pruebas directas

Método	Técnica	Uso	Limitaciones
Prueba de resistencia al esfuerzo cortante por veleta.	Rotación de la veleta en suelo inalterado. Medir momentos máximos de torsión, inicial y posterior.	Cuando es difícil tomar muestras del suelo para pruebas de resistencia sin drenaje (arcilla blanda).	Se produce falla progresiva en suelo sensible; efecto variable en grava y dudoso en arena.
Pruebas de carga: ASTM D-1194 ASTM D-1143	Cargar por incrementos un modelo grande, cimientito o pilote de tamaño natural; medir asentamientos.	Medir máxima capacidad de carga; asentamientos a corto plazo.	La interpretación en términos del prototipo es difícil.
Pruebas de permeabilidad en obra	Bombear agua hacia adentro o hacia afuera del pozo; medir el descenso del nivel del agua en los agujeros adyacentes o la velocidad de cambio del nivel del agua en el pozo.	Permeabilidad efectiva horizontal de la masa de suelo.	Dudoso por arriba del nivel freático; no efectivo en permeabilidad vertical i.e.
Peso específico en obra ASTM D-2167 ASTM D-1556 ASTM D-1587	Excavar un agujero, pesar el suelo, medir el volumen del agujero usando arena normal o agua que llene una membrana de goma introducida en el agujero. Medir el peso de la muestra inalterada (D-1587).	Peso específico del suelo inalterado o del relleno.	Limitado por la grava o por el agua.
Prueba con sobrecarga	Colocar sobre la superficie un peso de relleno igual al de la estructura.	Asentamientos, resistencia límite a pura presión.	Tiempo, costo.
Pozo de prueba	Excavar un pozo, medir la capacidad del hueco, pesar el suelo extraído, obtener muestras inalteradas y fotografías.	Compacidad de grava gruesa, roca partida, muestras para pruebas detalladas; buzamiento, estratificación, agrietamiento en el lugar.	Costo, agua subterránea.

b. Pruebas indirectas

Penetración dinámica	Hincar el muestreador estándar o el de punta cónica con un martillo de peso conocido. Contar el número de golpes de caída libre para hincar una distancia determinada. (ASTM D-1586 prueba estándar de penetración.)	Estimar resistencia y/o densidad. Estimar capacidad de carga admisible.	Cambia la compacidad de la arena suelta; sensible a cambios de técnica.
Penetración estática	Forzar la punta cónica en el suelo, medir la fuerza de penetración a velocidad fija; dar vueltas a la punta cónica que tiene aletas helicoidales, medir la fuerza para avanzar el cono por delante de la barrena.	Estimar resistencia y/o compacidad. Estimar capacidad de carga admisible.	La interpretación varía con el suelo; identificación del suelo dudosa; sensible a cambios de técnica.
379 Expansión del pozo	Expansionar un tubo elástico en un pozo. Medir el volumen de la expansión por la presión en el tubo.	Estimar resistencia y compresibilidad del suelo.	Interpretación discutible
Resistividad eléctrica (ver métodos geofísicos)	Pasar una corriente eléctrica entre dos electrodos; medir el potencial entre los electrodos intermedios; calcular la resistividad aparente.	Estimar identidad del suelo (arcilla o arena). Estimar corrosión.	Interpretación de datos discutible; estimación burda cuando más.
Onda elástica (ver métodos geofísicos)	Medir el tiempo de recorrido de la onda de choque producida por impacto o explosión. Calcular la velocidad.	Estimar rigidez e identificación	
Reacción a la vibración	Inducir vibración por pesos excéntricos en rotación contraria. Medir la reacción a distancias variables por los sismómetros.	Estimar reacción dinámica.	

corta el suelo en una superficie cilíndrica. Se mide el momento de torsión necesario para iniciar el corte y frecuentemente se indica el aumento de deformación torsional como función del momento de torsión. Después de la falla se dan varias revoluciones y se aplica un segundo momento de torsión para medir la resistencia del suelo reamasado. La resistencia al esfuerzo cortante, s , para una veleta de diámetro D y longitud L se halla, conocido el momento de torsión T , de la manera siguiente:

$$T = \frac{D}{2} \cdot \pi D L s,$$

$$s = 2T / (\pi D^2 L). \quad (6:8)$$

Se pueden hacer correcciones para tener en cuenta la resistencia al esfuerzo cortante en el extremo, pero si L/D es mayor de 3 la corrección es despreciable.

Expansión interna o del pozo de sondeo. Se puede evaluar el carácter de la relación esfuerzo-deformación de un suelo o roca por la resistencia que ofrece a expansionarse un pozo de sondeo debido a una presión que se ejerce en su interior. El medio más simple para hacer este ensayo es un manguito de goma con casquetes rígidos en los extremos, que se coloca bien ajustado en una porción del agujero. Se llena el manguito de líquido y se aplica presión que se transmite al suelo o a la roca. La deformación radial se puede medir por una sonda interior o, indirectamente, por el cambio de volumen del líquido contenido en el manguito. En el presiómetro Menard,^{6:17b} se emplean tres manguitos, todos con la misma presión. Los esfuerzos y deformaciones alrededor de los dos manguitos extremos o *células de protección* son tridimensionales; producen una deformación bidimensional en el suelo adyacente a la célula central. La deformación radial correspondiente al aumento de las presiones internas se mide por el cambio de volumen en la célula central o de medida. De esta medida se obtiene un módulo radial de deformación que corresponde a los estados de esfuerzo en el suelo, inicial y aumentado, a ese nivel. Este módulo se puede relacionar empíricamente con el módulo de elasticidad, E , y con la compresibilidad del suelo, según sea la velocidad con que se haga el ensayo.

El estado inicial de esfuerzos en un suelo o roca se puede investigar por una expansión unidimensional. Se colocan puntos de referencia en la superficie de la masa que se investiga y se hace una ranura entre ellos; si el esfuerzo en el interior de la masa es suficiente, la ranura se cerrará parcialmente. Se coloca en la ranura un gato hidráulico en forma de disco delgado (a estos gatos se les llama *gatos planos*) y se aumenta la presión hasta que la distancia entre los puntos de referencia vuelva a su valor inicial. Si la reacción de la masa es elástica, la presión que fue necesaria

aplicar para que la masa volviera a su posición inicial es equivalente al esfuerzo inicial en esa dirección.

Permeabilidad *in situ*. La permeabilidad de la totalidad de una masa se puede medir por pozos de prueba, en los cuales el agua se introduce en el terreno o se extrae por bombeo. La simple expresión para el flujo permanente, deducida en la sección 4:2, se puede aplicar para medir el gasto que sale o entra en los pozos. Es posible tener un mejor control de la operación bombeando agua dentro del terreno, para la cual es adecuado un pozo pequeño, que es barato. Si el nivel del agua subterránea es inicialmente alto o si no es posible bombear agua dentro del pozo se puede extraer el agua. Los pozos de ensayo de 7.5 a 15 cm de diámetro deben penetrar tanto como sea posible dentro del espesor del acuífero. Alrededor del pozo de prueba se deben hacer dos o preferiblemente tres grupos de pozos de observación, figura 6.18. Los grupos de observación se sitúan regularmente a 7.5, 15 y 30 m del pozo de ensayo. Se bombea continuamente a un régimen constante hasta que se establece el nivel en los pozos de observación. El coeficiente de permeabilidad promedio se puede calcular midiendo el descenso promedio del nivel de agua en dos grupos de pozos de observación. Los diferencias entre la permeabilidad calculada con diferentes grupos de pozos de observación indican variaciones de k con las distancias o que no se ha dado suficiente tiempo para que se establezca el equilibrio. Si las diferencias son significativas debe continuarse el bombeo hasta que los resultados sean más compatibles.

Se puede usar gasto hacia dentro de un tubo como medida aproximada de la permeabilidad de un estrato permeable. El agujero es entubado en la capa permeable, como se muestra en la figura 6.18c, de manera

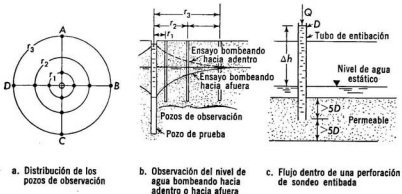


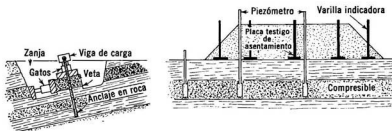
Fig. 6.18 Pruebas de permeabilidad *in situ*.

que el extremo del tubo esté a no menos de 5 diámetros de los límites del estrato. Se mide el nivel original del agua, después se añade agua en el agujero de sondeo para mantener el agua en el tubo a un nivel constante. Cuando se haya establecido un gasto constante de entrada de agua, q , se puede calcular la permeabilidad por la siguiente relación:

$$k = \frac{q}{2.75 D \Delta h} \quad (6:9)$$

Pruebas a gran escala. En las pruebas a gran escala en suelo o en roca, se integran los efectos de la estratificación y de los defectos estructurales y la evaluación del comportamiento de toda la masa es más realista que en los pequeños ensayos convencionales. Debido a lo demorado y costoso que resulta este tipo de prueba, sólo se realiza cuando las peculiaridades de la estructura del suelo y de la roca hacen poco confiables los ensayos convencionales. El equipo y la técnica a seguir en estas pruebas deben ajustarse a la estructura de la masa. Para redactar el programa de cada prueba se necesita inventiva e imaginación.

El ensayo a esfuerzo cortante de la masa puede poner de relieve la verdadera significación de los defectos, tales como antiguas zonas de cortante, grietas y vetas de debilitamiento. La prueba de cortante directo es probablemente el método más sencillo. Se excavan trincheras en la masa para aislar un bloque de varios metros cúbicos que sea representativo de la totalidad. La orientación de las trincheras debe ser tal que se pueda aplicar la fuerza paralelamente a la zona de debilitamiento que se quiere evaluar. Si la superficie potencial de cortante es horizontal, el esfuerzo normal se aplica por medio de pesos directamente sobre dicha superficie; en otros casos el esfuerzo normal se aplica por medio de gatos hidráulicos que reaccionan contra una viga anclada al suelo o la roca fuera de los límites de la masa que se ensaya, figura 6.19a. Las cargas para el cortante se



a. Cortante directo en masa de roca sana

b. Colocación de los instrumentos para el ensayo de carga con relleno

aplican por medio de gatos que reaccionan contra las paredes de la trinchera y la deformación se mide con micrómetros. Los resultados se representan en la misma forma que para otras pruebas directas de cortante. Este tipo de ensayo se ha usado en suelos duros, rocas con juntas en cimentaciones de presas y en túneles y también para evaluar la resistencia al resbalamiento del concreto (vaciado en un bloque) sobre una cimentación de roca.

Las pruebas de capacidad de carga y de consolidación a gran escala se hacen utilizando sobrecarga de relleno u otros pesos, como tanques llenos de agua. Los indicadores para medir los asentamientos consisten en placas de acero cuadradas de 1 m de lado, con varillas indicadoras enroscadas que se extienden hacia arriba; estas placas se colocan sobre el terreno. Las placas se distribuyen en forma regular en el área que se ensaya y en la adyacente a la misma. Se marca la elevación de cada placa en la varilla indicadora y se añade el relleno en incrementos. Las medidas de los asentamientos a intervalos regulares se obtienen por varillas indicadoras, como en una prueba de consolidación. Si las cargas de relleno que se requieren son grandes, se añaden extensiones a las varillas indicadoras de manera que éstas siempre sobresalgan de la superficie del relleno. Con frecuencia se instalan piezómetros en los estratos críticos para medir el aumento de la presión intersticial y también se toman muestras de los estratos críticos antes y después de aplicar la carga, para determinar cualquier diferencia en la relación de vacíos, la humedad o la resistencia. Estas pruebas toman tiempo y son costosas, pero si se realizan correctamente son posiblemente las más seguras de la masa total de suelo o roca (son el resumen del comportamiento de la propia estructura).

6:13 PRUEBAS DE LABORATORIO Y SU EVALUACION

El objetivo de una investigación detallada, incluyendo pruebas de campo, es facilitar al ingeniero los datos cuantitativos necesarios para el análisis y proyecto de una obra de ingeniería. El sistema estructural del suelo y de la roca en su totalidad se definen en la fase exploratoria, sección 6:9, la etapa final es evaluar las propiedades pertinentes de los estratos críticos que se hayan identificado previamente utilizando los resultados de los ensayos de laboratorio de muestras inalteradas y los datos de pruebas de campo, correlacionando estrato por estrato con los ensayos de identificación, los parámetros geofísicos y la resistencia a la penetración.

Preparación de la muestra. Las muestras inalteradas que se envían al laboratorio son de dos tipos: continuas y a intervalos. Las muestras continuas se cortan en secciones que representan 15 ó 30 cm de profundidad, se pesan y después se separan en pequeñas porciones para la clasifi-

cación visual y para determinar la humedad. Se pueden calcular el peso específico promedio y la relación de vacíos en cada sección. También se pueden determinar el peso específico promedio y la relación de vacíos en cada muestra tomada a intervalos. Los resultados de los ensayos se dibujan en la misma hoja de trabajo, como los datos de los sondeos de exploración.

Se corta una rebanada fina vertical de cada muestra o sección, se coloca a un lado y se deja secar. Se examina la rebanada de tiempo en tiempo para determinar la presencia de laminación de estratos finos, pues ordinariamente éstos se hacen más visibles después que la rebanada se ha secado parcialmente. También se pueden ver corrientemente los efectos de la alteración que se produce al tomar la muestra por la distorsión de los estratos. Y finalmente se mide el espesor de cada veta de suelo que sea característica.

Pruebas en suelos cohesivos. Un estudio de las pruebas de clasificación y los valores de la relación de vacíos demostrarán que las características del suelo varían dentro del mismo estrato. Los puntos donde las características del suelo de un estrato sean típicas o extremas, se pueden determinar por los gráficos de humedad, relación de vacíos, plasticidad y resistencia a la penetración. Para determinar las variaciones de las propiedades del suelo, las muestras inalteradas para los ensayos de esfuerzo cortante y de consolidación se seleccionan por lo general, de las partes donde las condiciones son típicas o extremas. Solamente se ensayan unas cuantas muestras, pues el ensayarlas todas sería muy costoso. Los resultados se pueden correlacionar con las otras propiedades del suelo para determinar la resistencia o la compresibilidad promedio del estrato.

Pruebas en suelos sin cohesión. Las pruebas de resistencia de los suelos sin cohesión se hacen con muestras alteradas con diferentes relaciones de vacíos. La correlación entre el ángulo de fricción interna y la compacidad relativa del suelo se puede usar para estimar la resistencia del depósito de suelo.

Correlación de los resultados de los ensayos. Ni el tiempo ni el dinero permiten hacer tantos ensayos como los que serían necesarios para establecer un ordenamiento de las propiedades ingenieriles (esfuerzo-deformación, resistencia, cambio de volumen, permeabilidad) en cada estrato crítico. Correlacionando los datos de los ensayos con la información total disponible de cada estrato, se puede hacer una evaluación más real que por los ensayos solamente. Los factores más adecuados para hacer la correlación dependen del suelo y de la roca, por lo tanto varían de una obra a otra. En la tabla 6:14 se dan algunas relaciones típicas que con frecuencia son convenientes.

Parámetros para el análisis. En cualquier estrato hay, corrientemente, una variedad de valores para una propiedad determinada, como son

TABLA 6:14 CORRELACION DE LOS DATOS DE LAS PRUEBAS

Prueba	Posible correlación
Humedad	Resistencia a esfuerzo cortante de la arcilla. Índice de compresión de la arcilla.
Tamaño de los granos (D_{20} , D_{30} , C_u)	Permeabilidad, resistencia y drenabilidad de los suelos no cohesivos.
Límite líquido, LL	Compresibilidad.
Índice de plasticidad, IP	Expansión-retracción, ϕ_D de las arcillas.
Razón agua plasticidad, R_w	Expansión-retracción potencial; carga de preconsolidación.
Relación de vacíos, e , peso específico, γ	Compresibilidad, resistencia a esfuerzo cortante.
Compacidad relativa, D_r	Resistencia, compresibilidad, de suelo no cohesivo.
Velocidad sísmica, V	Módulo de elasticidad, resistencia de la roca.
Resistividad eléctrica, ρ	Humedad, contenido de arcilla, contenido de materia orgánica y de sal.
Resistencia a la penetración, estática y dinámica	Resistencia a esfuerzo cortante, compacidad relativa, módulo de compresibilidad.

e , ϕ , e_c , C_u , y k . Muy a menudo se utilizan los valores promedios o medianas. Si las variaciones entre los resultados de los ensayos están entre límites estrechos, lo indicado es tomar el promedio o la mediana; pero en la mayoría de los estratos las desviaciones del promedio son tan grandes que se puede llegar a conclusiones peligrosas si se toman promedios. Por lo tanto, para los proyectos se debe dar énfasis a los valores más bajos. Aunque algunos proyectistas sostienen que el proyecto debe basarse en las peores condiciones de cada estrato, esto es demasiado conservador, porque puntos malos localizados rara vez controlan el comportamiento de todo el estrato. Si las áreas débiles ocurren desordenadamente, una base razonable para el proyecto es tomar el *cuartil más bajo*; el valor para el cual el 25 por ciento de los datos son peores y el 75 por ciento son mejores. Si las variaciones son muy amplias, es mejor tomar el *10 ó 20 por ciento más bajo*. Además, el proyecto final se debe analizar para el valor único más bajo y posiblemente revisar el proyecto si el factor de seguridad es menor que uno.

Los resultados de todas las pruebas ampliados por las correlaciones, son indicados ordenadamente en las secciones transversales del subsuelo preparadas con los datos de la fase exploratoria de la investigación. Sobre las mismas secciones se dibujan los croquis de la estructura propuesta, de manera que estas secciones sean el punto de partida para el análisis que hace el ingeniero de la estabilidad, la capacidad de carga y el asentamiento.

6:14 COMPROBACION DURANTE LA CONSTRUCCION

Las investigaciones del suelo no se terminan al terminarse el proyecto ni al comenzar la construcción. Como se explicó en los casos históricos referidos en la introducción, se pueden presentar condiciones imprevistas o se pueden descubrir nuevas evidencias que pudieran tener una profunda influencia tanto en el proyecto como en la construcción. Se debe mantener un cuidadoso registro de todas las condiciones del suelo, del agua subterránea y de la roca, documentadas con fotografías y mediciones. Si las condiciones difieren de lo que indicaban las primeras investigaciones, debe informarse al proyectista para que estos cambios puedan ser evaluados. Si las condiciones son las mismas, estos registros pueden hacer mucho para reducir al mínimo las reclamaciones injustificadas por cambios de condiciones.

La verdadera seguridad del trabajo de construcción, particularmente las excavaciones profundas, los altos terraplenes y las presas, frecuentemente dependen de una continuada observación de la elevación del agua subterránea, de los niveles piezométricos en estratos confinados y de los movimientos laterales y verticales de la masa de suelo o de roca. La instrumentación para la observación regular de estas características es un trabajo rutinario incorporado a la construcción de las presas de tierra y a las excavaciones profundas. Aun en las obras más pequeñas una simple instrumentación, como pozos de observación del agua subterránea y puntos de referencia de elevación conocida, acertadamente colocados, son útiles. Sin embargo, el instrumento más importante es un ingeniero observador que inspeccione regularmente el lugar de las obras, anote todos los cambios e interprete éstos en términos de las operaciones de construcción y de sus potenciales efectos en el proyecto. Estas observaciones hubieran reducido a un mínimo los problemas en el caso del camino en la región montañosa de los trópicos, descrito en la introducción de este capítulo y pudieran haber evitado dificultades en el caso del colapso de la planta de tratamiento.

REFERENCIAS

- 6:1 G. F. Sowers, "Modern Procedures for Underground Exploration". *Proceedings, ASCE*, **80**, Separate 435, mayo, 1954.
- ✓6:2 R. F. Leggett, *Geology and Engineering*, 2a. ed., McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
- 6:3 S. T. Algermissen "Seismic Risk Studies in the United States", *Proceedings Fourth World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile, 1969.

- 6:4 *List of Published Soil Surveys*, Soil Conservation Service, U. S. Dept. of Agriculture, abril, 1968.
- 6:5 D. R. Lueder, *Aerial Photographic Interpretation*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1959.
- 6:6 *Manual of Air Photo Interpretation*, American Society for Photogrammetry, Washington, 1960.
- 6:7 T. E. Avery, *Interpretation of Aerial Photographs*, 2a. ed., Burgess Publishing Co., Minneapolis, 1968.
- 6:8 M. J. Hvorslev, *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes*, U. S. Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss., 1949. (Reimpreso por Engineering Foundation, Nueva York.)
- 6:9 *ASTM Standards for Exploration*. (Publicación anual. Debe consultarse la última.)
 D-420, "Surveying and Sampling Soils for Highway Subgrades".
 D-1452, "Soil Investigation and Sampling by Auger Borings".
 D-1586, "Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils".
 D-1587, "Thin-Walled Sampling of Soils".
 D-2113, "Diamond Core Drilling for Soil Investigation".
 D-2573, "Field Vane Shear Test of Cohesive Soil."
- ✓ 6:10 G. Sanglerat, *Le Penetrometre et la Reconnaissance des Sols*, Dunod, París, 1965. (Un excelente trabajo sobre el ensayo de penetración, en francés.)
- ✓ 6:11 K. Terzaghi y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 2a. ed., John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1968, pp. 341 y 347.
- 6:12 G. Fletcher, "Standard Penetration Test, Its Use and Abuses". *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, **91**, SM4, julio, 1965.
- 6:13 D. V. Deere, "Technical Description of Rock Cores for Engineering Purposes", *Rock Mechanics and Engineering Geology*, **1**, 1, 1964, p. 17.
- 6:14 G. F. Sowers y C. S. Hedges, "Dynamic Cone for Shallow in Situ Penetration Testing", *Vane Shear and Cone Penetration Resistance Testing of Soil*, Special Technical Publication 399, ASTM, Philadelphia, 1966, p. 29.
- 6:15 G. G. Meyerhof, "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, **82**, SM1, enero, 1956.
- 6:16 E. Schultze, "Determination of Density and Modulus of Compressibility of Non-Cohesive Soil by Soundings", *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, **1**, Montreal, 1965, p. 354.

- 6:17 H. J. Gibbs y W. G. Holtz, "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, 1957.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

1. Referencias 6:1, 6:2, 6:5, 6:8.
2. Referencias 6:11, Art. 44, 45.
3. L. J. Goodman y R. H. Karol, *Theory and Practice of Foundation Engineering*. The Macmillan Company, Nueva York, 1968, capítulo 2.
4. Referencia 6:9 para las últimas modificaciones.

PROBLEMAS

- 6:1 Prepare un perfil del suelo típico de su localidad, obtenga los datos de los constructores, ingenieros del condado y de la ciudad, ingenieros especializados en exploraciones subterráneas y de informes geológicos y de ingeniería.
- 6:2 Los siguientes datos son de un solo sondeo de ensayo hecho para un tanque de agua:

Profundidad, m	Datos del suelo Estrato de suelo	Datos de las muestras			
		prof. m	No. de golpes penet.	w	LL
0.00- 1.20	Relleno, cenizas, ladrillos	0.60	3	—	—
1.20- 2.10	Arcilla dura, ligeramente plástica	1.50	32	21	44
2.10- 7.60	Arena cuarzosa firme, uniforme, gruesa y subredonda	2.40	15	—	—
		4.00	19	—	—
		5.50	27	—	—
		7.00	20	—	—
		8.00	7	55	62
7.60- 9.75	Arcilla firme, muy plástica	9.50	6	57	64
		10.00	35	—	—
9.75-15.50	Arena compacta, uniforme, fina, angulosa	11.50	37	—	—
		13.00	40	—	—
		14.50	46	—	—
		16.00	48	—	—
15.50-23.00	Grava de tamaño pequeño, de compacta a muy compacta, angulosa, gruesa con arena, subredonda. Se hace más gruesa con la profundidad	17.50	55	—	—
		19.00	72	—	—
		20.50	68	—	—
		22.00	63	—	—
6.70	Agua subterránea				

- a) Dibujar el registro del sondeo.
 - b) Determinar si hay algunos estratos que requieren un estudio más detallado y en ese caso hacer la lista de las pruebas necesarias.
 - c) ¿Deben hacerse más sondeos o más profundos? El tanque pesa 410 toneladas y está soportado por cuatro columnas situadas en las esquinas de un cuadrado de 9.10 m de lado.
- 6:3 Hacer un croquis y una lista de los equipos esenciales para sondear, usando barrena de mano y sonda con inyección de agua, y muestreador de cuchara.
- 6.4 Un edificio para oficinas de diez pisos tiene el piso del basamento 2.10 m por debajo de la superficie del terreno. Tiene 30 m de ancho y 73 m de largo. La carga permanente por piso es de 600 kg/m² y la carga accidental de 250 kg/m². El suelo pesa 1,760 kg/m³.
- a) Hacer un croquis de la ubicación de los sondeos para las condiciones promedio.
 - b) Determinar la profundidad de los sondeos usando la regla del 10 por ciento de aumento en los esfuerzos efectivos.
- 6:5 Un edificio de un piso para una planta industrial tiene 37 por 185 m. Descansa en un relleno reciente de 1.00 m de espesor. La geología del área indica que debajo del relleno reciente hay depósitos estratificados horizontales de una laguna costera, cubiertos por un relleno artificial antiguo de arena.
- a) Hacer un croquis de la ubicación de los sondeos que se recomiendan.
 - b) Estimar la profundidad necesaria de los sondeos. ¿Qué condiciones pudieran encontrarse durante el sondeo que aconsejaran cambiar esa profundidad? ¿En qué caso deben tomarse muestras inalteradas?
 - c) Estimar el costo de la investigación del suelo en ese lugar, suponiendo que las pruebas en el suelo y los gastos de ingeniería representan el 40 por ciento del costo del sondeo y del muestreo.
- 6:6 En el centro de un área cuadrada de 90 m de lado se han proyectado un edificio para consultas médicas de 20 pisos, de 30 × 43 m de superficie, un taller de dos pisos y una plaza para el estacionamiento de vehículos. Los dos edificios tienen basamentos de un piso. El lugar está situado en un área urbana renovada, que estuvo ocupada por casas viejas y talleres con basamen-

tos, pero que ahora se rellenaron para hacer un área de estacionamiento. La ciudad está situada en una planicie aluvial de un ancho y sinuoso río, con farallones calizos que dominan el valle.

- a) Describir los pasos que es conveniente seguir para el reconocimiento o evaluación preliminar del lugar.
- b) Preparar un plan de sondeo y una guía de los procedimientos que se requieren para la fase exploratoria de la investigación.
- c) Estimar el costo de esta investigación.

6:7 En los sondeos de exploración del problema 6:6 se encontró el siguiente perfil típico del suelo, relativamente uniforme en todo el lugar.

0-6 m Cascote.

6-15 m Vetas alternadas de arcilla limosa blanda y arena arcillosa; *N* entre 5 y 15 golpes por 30 cm.

15-21 m Caliza con vetas de arcilla; recuperación promedio de los corazones 15%.

21-27 m Caliza dura; recuperación promedio de los corazones 95%, buzamiento 60 grados con la horizontal, espaciamiento de las juntas, 90 cm.

6 m Nivel del agua subterránea en el mes de septiembre.

- a) Dibujar una posible sección transversal del subsuelo de este lugar.
- b) Preparar un plan general para las investigaciones detalladas finales que son necesarias, incluyendo la ubicación de los sondeos y los métodos para tomar muestras inalteradas.
- c) Lista de los ensayos que es necesario hacer con las muestras obtenidas en esta fase.
- d) Estimar el costo de esta fase final de la investigación, excluyendo el trabajo de ingeniería.

Reacción de la masa a la carga

JUNTO a un antiguo edificio que tenía cimentaciones aisladas poco profundas, se hizo una excavación abierta profunda. El ingeniero exigió que los taludes de la excavación tuvieran un talud inferior a $2(H)$ a $1(V)$, para estar seguro que no se produciría una falla por cortante en el terreno y con ella la destrucción del edificio. El terreno no falló, sin embargo, el edificio quedó seriamente agrietado. La masa de suelo se deformó elásticamente ocasionando que el muro del edificio más próximo a la excavación se moviera hacia afuera y hacia abajo. El ingeniero nunca consideró esta posibilidad, sin embargo, esto condujo a la clausura del edificio.

Un muro de sostenimiento de tierras de 10 m de altura de reciente construcción era uno de los lados de una gran planta industrial que estaba en proceso de construcción. Se exigía que la obra se realizara siguiendo el orden siguiente: 1) construcción del muro de sostenimiento, 2) colocación del relleno detrás del muro y 3) construcción del resto de la planta. Cuando justamente se habían terminado las dos primeras etapas se observaron grietas en la superficie del relleno a unos 6 m del muro. El ingeniero examinó el muro y encontró que el coronamiento del mismo se había desplazado hacia afuera más de 5 cm. El le echó la culpa a defectos de construcción, y ordenó la reconstrucción del muro y del relleno. El contratista se negó y continuó la construcción del edificio hasta terminarlo. Treinta y cinco años después, en 1968, el muro y el edificio estaban intactos; el muro no había sufrido posteriormente ningún movimiento, y tampoco se habían producido nuevas grietas en el relleno. El suelo había fallado por cortante durante la etapa de relleno y el muro se inclinó, pero ambas cosas eran normales: fue la reacción indispensable a la carga de la masa, la que no puso en peligro el funcionamiento final de la estructura.

Se hizo una excavación profunda para un edificio sin entibar el terreno, porque una excavación previa de prueba demostró que el suelo podía

sostenerse sin estibación con taludes verticales. Cinco semanas más tarde una gran parte del terreno se cayó dentro de la excavación matando a dos obreros e hiriendo a cinco. El tiempo había sido bueno, ningún trabajo de construcción, en la vecindad del terreno había fallado, y no había causa aparente para que el suelo fallara súbitamente por cortante. Para el profano parecía como si el suelo se hubiera cansado de soportar su incesante carga. Y en efecto, esto era cierto: una continuada pero inadvertida fluencia con altos esfuerzos condujo a una falla retardada.

Estos tres ejemplos ilustran las reacciones últimas de la masa de suelo a los cambios de esfuerzo. En el primer caso el suelo se deformó más o menos elásticamente, y aunque estaba seguro contra la falla, la estructura se deterioró tanto que no fue posible repararla. En el segundo caso el suelo falló, y aunque el ingeniero desconocía esto, la falla del suelo era indispensable para que el muro de sostenimiento funcionara con seguridad. La teoría del empuje de tierras que se usó para proyectar el muro suponía que el suelo fallara por cortante; sin esa falla el empuje hubiera sido más del doble. El tercer ejemplo enseña que el comportamiento del suelo está subordinado al tiempo transcurrido, aunque el medio ambiente permanezca invariable. Si el estado atmosférico hubiera sido muy húmedo o extremadamente caliente y seco, o si hubieran ocurrido heladas y deshielos, el efecto del tiempo transcurrido se explicaría más fácilmente; sin embargo, los cambios que ocurren por fluencia con altos esfuerzos pueden ser igualmente graves.

La mecánica del suelo y de la roca trata de la reacción de la tierra a las cargas que soporta. Los principios de la Mecánica se aplican igualmente para resolver los problemas del suelo y de la roca, como los de cualquier otro material de construcción. Sin embargo, los problemas en su totalidad, son por lo general más complejos debido a tres factores.

Primero, la mayoría de los problemas incluyen al mismo tiempo la masa de suelo o roca y la obra de ingeniería que soporta. Los dos componentes del sistema, el suelo y la obra de ingeniería, obedecen a las mismas leyes físicas. Aunque la obra de ingeniería está hecha generalmente de materiales más resistentes y rígidos que la tierra, los dos componentes reaccionan o se mueven conjuntamente, por lo tanto, sus acciones mutuas deben ser consideradas. El caso del talud de suelo que era estable aunque la estructura falló, ilustra la importancia de la interacción.

Segundo, el peso de la masa de suelo o roca es por lo general bastante más importante que las cargas debidas a la obra de ingeniería. Por ejemplo: en un puente de carretera que cruza un río de un valle, la carga accidental será del 20 al 40 por ciento de la carga permanente de la estructura; sin embargo, en un terraplén de gran altura que cruce el mismo valle, la carga accidental representará menos del uno por ciento de la

carga del relleno. Como el peso total de la masa de suelo es por lo general mucho más grande que el peso de la estructura que soporta o el de una carga accidental, debe dársele a aquella mayor consideración proporcionalmente.

Finalmente, la reacción del suelo a la carga depende de una amplia variedad de factores, incluyendo su propio peso, como se describió en el capítulo 3. Aunque las propiedades de los otros materiales cambian, los cambios en el suelo y la roca son generalmente mucho más grandes, y tienen efectos mucho mayores en la reacción del sistema suelo-obra de ingeniería.

El enfoque general de la reacción de la masa a la carga es el tema que será tratado en este capítulo; los casos específicos se tratarán en los capítulos 8, 9, 10 y 11.

7:1 LA CARGA DE LA MASA. FUERZAS INTERNAS

Las fuerzas dentro de la masa generadas por la propia masa se llaman *fuerzas internas*. Los esfuerzos debidos a la temperatura son un ejemplo de una forma de esta importante fuerza interior en el caso del acero o del concreto; en la masa de suelo o de roca la fuerza interna más importante es la gravedad. Algunos casos simples se tratarán a continuación

Esfuerzos verticales en una masa a nivel. El caso más simple de una fuerza interna de gravedad es el esfuerzo vertical en una masa de suelo o de roca semi-infinita y de superficie horizontal. Si el peso específico de un estrato de espesor H es γ_1 , figura 7.1a, el esfuerzo total vertical σ_v (σ_z en un sistema de coordenadas tridimensional) a una profundidad z por debajo de la superficie es:

$$\sigma_v(\text{ó } \sigma_z) = (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 \dots). \quad (7:1a)$$

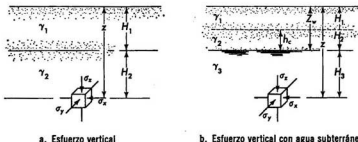


Fig. 7.1 Esfuerzos verticales debidos al peso del suelo o de la roca, en una masa estratificada a nivel.

Si el suelo está saturado, con un nivel freático y una zona de ascensión capilar de espesor H_z , figura 7.2b, el esfuerzo vertical a cualquier nivel se puede separar en los esfuerzos componentes, el efectivo y el neutro. Debe tenerse en cuenta que el esfuerzo neutro, o presión de agua, en un punto cualquiera es igual en todas direcciones.

$$\sigma_v' = (\gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 \dots) - (z - z_w) \gamma_w \quad (7:1b)$$

Cambios en los esfuerzos verticales estáticos. Los cambios en los esfuerzos verticales estáticos se producen por varias causas: adición de una carga superficial, como un relleno que cubra una amplia área, cambios en el peso específico del suelo y cambios en el esfuerzo neutro debidos a fluctuaciones del nivel freático o la tensión capilar. Estos cambios pueden causar disminuciones o aumentos en la resistencia del suelo, rotura de la estructura y expansión o consolidación de los estratos compresibles. El esfuerzo adicional que se produce por una carga superficial uniforme se calcula por la ecuación (7:1a), si las dimensiones del área cargada son mucho mayores que la profundidad, z . Si el área cargada es menor, el aumento de esfuerzo se calcula de la manera indicada en el capítulo 9.

Los efectos de los cambios del esfuerzo neutro son menos evidentes, pero de gran significación. Si el nivel del agua subterránea desciende una cantidad Δz_w , el esfuerzo total en un punto situado por debajo del nivel de la franja capilar decrecerá ligeramente debido a la reducción del peso del agua en los poros del suelo. Sin embargo, el esfuerzo neutro se reducirá la cantidad $\Delta u = \gamma_w \Delta z_w$. El efecto neto será un aumento en el esfuerzo efectivo (el peso del agua de los poros que se ha perdido raramente es significativo).

Ejemplo 7:1

Calcular el cambio en el esfuerzo vertical efectivo al nivel de la superficie del estrato de arcilla en la figura 7.2, si el nivel freático desciende 1.83 m. La arena tiene una relación de vacíos de 0.60 y el peso específico relativo de los sólidos es 2.67. La altura de la saturación capilar es 0.60 m. Sobre la línea capilar la arena tiene una saturación de 30 por ciento.

1. La arena saturada pesa $(2.67 + 0.60) = 2.045 \text{ g/cm}^3$.
2. La arena arriba de la línea capilar pesa $(2.67 + 0.3 \times 0.60) / 1.6 = 1.78 \text{ g/cm}^3$.
3. Los esfuerzos verticales iniciales en la superficie de la arcilla son:

Total	$2.45 \times 1780 + 3.66 \times 2,045$	$= 11,845 \text{ kg/m}^2$
Neutro	$3.05 \times 1,000$	$= 3,050$
Efectivo		$= 8,795$

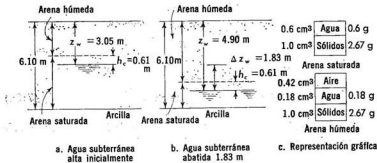


Fig. 7.2 Ejemplo 7.1 Cambio en el esfuerzo vertical en la parte superior de un estrato de arcilla.

4. Después del descenso del nivel freático los esfuerzos son:

$$\text{Total } 4.27 \times 1,780 + 1.83 \times 2,045 = 11,340 \text{ kg/m}^2 \text{ (pérdida de } 505 \text{ kg/m}^2 \text{).}$$

$$\text{Neutro } 1.22 \times 1,000 = 1,220$$

$$\text{Efectivo } = 10,120 \text{ (aumento de } 1,325 \text{ kg/m}^2 \text{).}$$

Aunque la arena sobre el nivel de la franja de capilaridad estuviera seca, el esfuerzo efectivo aumentará por debajo de la superficie del agua debido a un descenso del agua subterránea.

El cambio en el esfuerzo efectivo vertical es debido a los cambios del nivel del agua, Δz_w , y se pueden expresar así:

$$\Delta \sigma_v' = -\Delta z_w [\gamma_w - (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_{\text{drenado}})]. \quad (7:2)$$

El aumento en el esfuerzo efectivo de 1,325 kg/m² por un descenso del nivel del agua de 1.83 m es típico, aproximadamente 725 kg/m² por cada metro que cambie el nivel del agua, equivalente a 0.36 m de un relleno que pesara 2,000 kg/m³ colocado sobre el propio lugar, o el peso de un ancho edificio de un solo piso, aproximadamente.

Esfuerzo producido por un terremoto en una masa a nivel. El esfuerzo dinámico de un terremoto es aproximadamente igual a los esfuerzos de inercia desarrollados por su máxima aceleración. Considérese una columna de suelo de profundidad z y de largo y ancho iguales a L y B (figura 7.3). El peso de la columna será $LBz\gamma$ y el esfuerzo vertical en la base γz . Para producir una aceleración vertical de $\pm \alpha_v$ será necesario aumentar la fuerza vertical en ΔF :

$$\Delta F = \pm M a_v$$

$$\Delta F = \frac{\pm LB\gamma z a_v}{g}$$

El cambio en el esfuerzo vertical debido al terremoto, $\Delta\sigma_{ve}$, es:

$$\Delta\sigma_{ve} = \pm \frac{LB\gamma z a}{LB g} = \pm \gamma z \frac{a_v}{g} \quad (7:3a)$$

El cambio en el esfuerzo cortante, $\Delta\tau_e$, en la base de la columna se puede calcular partiendo de una aceleración horizontal,

$$\Delta F_h = \frac{LB\gamma z a_h}{g}, \quad (7:3b)$$

$$\Delta\tau_e = \frac{\gamma z a_h}{g}$$

La relación a/g se expresa frecuentemente como un porcentaje, y en esa forma se llama factor de aceleración del sismo.

Esfuerzos residuales. Otras causas de esfuerzo interno son los efectos de la carga del suelo o de la roca que existía previamente, que son retenidos porque la masa está confinada. En muchas masas de roca y en algunos suelos, la expansión y contracción debidas a los cambios de temperatura de larga duración o a las alteraciones químicas producen esfuerzos. Los movimientos tectónicos y, en menor escala, los deslizamientos, producen esfuerzos laterales que pueden exceder grandemente al esfuerzo vertical del peso propio del suelo. Las cargas que existían, pero que se han eliminado, pueden seguir manteniendo su efecto por la adherencia de los minerales o por tensión capilar. La magnitud de estos esfuerzos residuales rara vez se pueden calcular teóricamente; para determinar su magnitud es necesario hacer mediciones en el campo, tal como se describen en el capítulo 6, y pruebas a gran escala para evaluar sus posibles cambios.

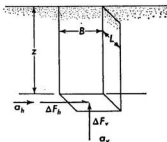


Fig. 7.3 Fuerzas producidas por la aceleración del suelo o de la roca a la profundidad z .

7:2 EQUILIBRIO ELASTICO

Como se explicó en el capítulo 3, el cambio de esfuerzos en un suelo produce deformaciones. Cuando el esfuerzo en un suelo está muy por debajo del que se requiere para su falla, hay una relación definida entre el aumento de esfuerzo y la deformación unitaria producida. Si los esfuerzos que actúan en una masa de suelo están en equilibrio, y si se mantiene una relación definida entre el esfuerzo y la deformación unitaria a través de toda la masa, y si las deformaciones totales son compatibles con las deformaciones unitarias, se dice que la masa está en *equilibrio elástico*. Cuando la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria se puede definir matemáticamente, los efectos de un sistema de esfuerzos se pueden explicar por una *teoría de elasticidad*.^{7:11, 7:12} Varias de estas teorías se han desarrollado y están basadas en la simple relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria. Si la magnitud de los esfuerzos en el suelo es suficientemente pequeña para que una simple expresión de la relación esfuerzo-deformación unitaria sea aproximadamente correcta, entonces esa teoría se puede aplicar a la solución de los problemas de ingeniería del suelo.

Deformaciones unitarias. En la figura 7.4 se muestra una porción de un elemento de suelo. El ángulo ABC , que inicialmente era recto, se ha desplazado una pequeña cantidad para tomar la nueva posición $A'B'C'$, como resultado del cambio de esfuerzo. Se puede ver que en la nueva posición los lados del ángulo se movieron primeramente por traslación a la posición $A'B'C'$, y que posteriormente los extremos rotaron para tener la posición $A''B''C''$. El desplazamiento de B en el eje de las x es u , y en el eje de las Y es v (el desplazamiento en el eje de las z es W). El despla-

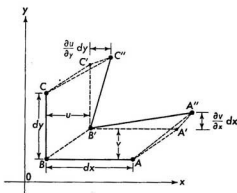


Fig. 7.4 Desplazamiento lineal y angular en el plano x - y .

zamiento de A a A'' en el eje de las x es debido a que su distancia dx del punto B es $u + (\partial u / \partial x) dx$; el desplazamiento de A a A'' en el eje de las Y es análogamente $v + (\partial v / \partial x) dx$.

La deformación unitaria en la dirección x es igual al alargamiento de la línea AB dividido por su longitud inicial, dx . Se pueden establecer expresiones similares para las tres direcciones de la deformación unitaria lineal

$$\frac{A''B - AB}{dx} = \frac{dx + \frac{\partial u}{\partial x} dx - dx}{dx} = \epsilon_x$$

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \epsilon_y = \frac{\partial u}{\partial y}; \epsilon_z = \frac{\partial u}{\partial z} \quad (7:4a)$$

El cambio angular de la línea AB , ángulo $A''B'A'$, se puede hallar, aproximadamente, por el desplazamiento, en el eje de las Y , de su extremo A' a A'' . El cambio angular en radianes es:

$$A'B'A'' = \frac{\frac{\partial v}{\partial x} dx}{dx} = \frac{\frac{\partial u}{\partial y} dy}{dy}.$$

La deformación unitaria angular, γ_{xy} , es la suma de los dos ángulos:

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y}; \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z}; \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (7:4b)$$

La representación completa de las deformaciones unitarias se expresa en las seis ecuaciones (7:4a y b).

Compatibilidad. Si la masa permanece continua, o un sólido, la deformación unitaria angular debe ser compatible con la lineal. Esta condición se expresa por la distorsión del grupo de los cuadrados, (7:5a) a (7:5b). Si las deformaciones unitarias no son compatibles, la masa será discontinua, (figura 7.5c). Esto se comprueba matemáticamente hallando las segundas derivadas de las funciones de la deformación unitaria lineal e igualándola a la segunda derivada de la función de la deformación unitaria angular:

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (7:5a)$$

$$\frac{\partial^2 \epsilon_y}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{yz}}{\partial y \partial z} \quad (7:5b)$$

$$\frac{\partial^2 \epsilon_x}{\partial z^2} + \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xz}}{\partial x \partial z} \quad (7:5c)$$

Estas son las *ecuaciones de compatibilidad* y deben quedar satisfechas en una masa continua.

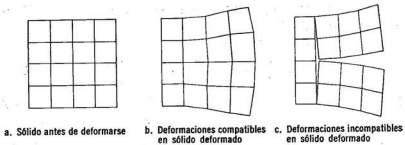
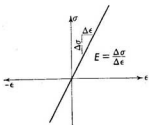


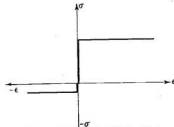
Fig. 7.5 Representación de la compatibilidad de deformaciones.

Elasticidad. Una teoría elástica supone que la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria se puede expresar matemáticamente. La única limitación que se impone es que la relación sea lo suficientemente simple para que pueda utilizarse en el análisis, y que sea igualmente válida tanto para el aumento como para la disminución de los esfuerzos (la histéresis es despreciable). La forma más simple es aquella en que la proporcionalidad entre la deformación unitaria y el esfuerzo se expresa por una función lineal, que representada por el módulo de elasticidad, E , figura 7.6a;

$$E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon} \quad (3:23b)$$



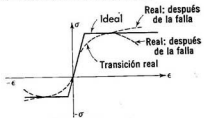
a. Esfuerzo-deformación elástica ideal



b. Esfuerzo-deformación plástica ideal



c. Representación de esfuerzo-deformación



d. Esfuerzo-deformación elasto-plástico ideal

Fig. 7.6 Relaciones esfuerzo-deformación elástica y plástica.

400 Reacción de la masa a la carga

Cuando el módulo de elasticidad en un punto es igual en todas direcciones, el material es isótropo; cuando es diferente, debe indicarse en qué dirección se toma el valor de E :

$$E_x = \frac{\Delta\sigma_x}{\Delta\epsilon_x} ; \quad E_y = \frac{\Delta\sigma_y}{\Delta\epsilon_y} ; \quad E_z = \frac{\Delta\sigma_z}{\epsilon_z} \quad (7:6)$$

Este estado es análogo al de un muelle que fuera infinitamente largo, y en el que la deformación fuera proporcional al esfuerzo, ya sea que éste aumente o disminuya.

La deformación unitaria lateral producida por un esfuerzo axial $\Delta\sigma$ se define como módulo de Poisson, ν

$$\nu = \frac{\epsilon_L}{\epsilon_D} \quad (3:24)$$

En un campo de esfuerzos tridimensional con coordenadas x, y, z :

$$\Delta\epsilon_x = \frac{\Delta\sigma_x}{E_x} - \frac{\nu\Delta\sigma_y}{E_y} - \frac{\nu\Delta\sigma_z}{E_z} \quad (7:7)$$

Para la solución de los problemas de equilibrio elástico se requiere combinar las ecuaciones de esfuerzo-deformación (7:6) y (7:7), con las de compatibilidad. Para que haya equilibrio se requiere que la suma de las fuerzas y la de los momentos que actúan en cada porción de la masa sea cero. Las ecuaciones se integran, determinando las constantes de integración por las condiciones de frontera. Los resultados expresan los esfuerzos, las deformaciones unitarias y los desplazamientos en términos de las cargas o de los esfuerzos que se aplican a la masa.

Teorías elásticas. Sólo se han desarrollado expresiones matemáticas de proporcionalidad entre esfuerzo y deformación unitaria para ciertos casos especiales y simples. Estos desarrollos se pueden encontrar en los libros de texto de teoría de la elasticidad.⁷¹¹ Los resultados finales de algunas de estas expresiones matemáticas se dan, de una manera escueta, en el capítulo 9. Es importante, sin embargo, que el ingeniero conozca los fundamentos de estas ecuaciones, aunque él no acometa el desarrollo de las mismas.

Las teorías difieren en lo que se refiere a la extensión de la masa considerada y a las variaciones de E con respecto a posición y dirección. Aunque las variaciones de E con respecto a los esfuerzos y las variaciones de ν también pudieran ser evaluadas, la complejidad de las integraciones han hecho que la mayoría de los análisis se limiten a los casos de E constante, y ν homogéneo e isótropo.

La teoría más simple, desarrollada por Boussinesq en 1888, describe los esfuerzos y las deformaciones unitarias producidos en un sólido semi-

infinito, elástico, homogéneo e isótropo. La masa semiinfinita o semiespacio es comparable a un extenso y profundo depósito de suelo o roca limitado por una superficie horizontal y que se extiende infinitamente en todas direcciones por debajo de dicha superficie. Que es homogéneo significa que los valores de E y de ν son los mismos para todos los puntos, y que es isótropo significa que esos valores son iguales en todas direcciones. Aunque muchos depósitos de suelo y de roca no cumplen con estos requisitos, esta teoría, es sin embargo, un procedimiento aproximado muy útil para resolver muchos problemas reales, como se verá en los capítulos 8, 9 y 10.

Se han desarrollado otras teorías para materiales con capas que tienen diferentes valores de E en los cuales E varía con la profundidad o con la dirección, y también para materiales en los que la deformación lateral está impedida por finas capas de materiales más rígidos. En esta última teoría, que fue desarrollada por Westergaard, el material se asemeja a una masa de suelo constituida por estratos de arcilla elástica alternando con vetas más rígidas de arena. Es útil en el análisis de cimentaciones, capítulo 9. Un estudio más completo de estas teorías y de sus ecuaciones para esfuerzo y deformación unitarias, se puede encontrar en las referencias.

Esfuerzo lateral sin deformación. Un simple ejemplo de la aplicación de la teoría de la elasticidad para el cálculo de los esfuerzos en un suelo, es el de la masa uniforme horizontal descrito en la sección 7:1. La presión vertical a una profundidad z , es igual al esfuerzo debido a la sobrecarga, $\Sigma \gamma H$. La presión lateral producida por el esfuerzo vertical depende de la deformación.

En la masa horizontal de extensión infinita, cada elemento de suelo trata de combarse o deformarse lateralmente por efecto del esfuerzo vertical, σ_z , de acuerdo con el módulo de Poisson. Un elemento no se puede combar si el elemento adyacente no se contrae. Si el suelo es homogéneo a ese nivel y todos los elementos están igualmente cargados, todos deben reaccionar idénticamente, y por lo tanto, no puede haber expansión o contracción lateral, y los esfuerzos laterales σ_x y σ_y son iguales. Volviendo a escribir la ecuación (7:7) y simplificando, tenemos:

$$\Delta \epsilon_x = \frac{+ \Delta \sigma_x}{E_x} - \frac{\nu \Delta \sigma_y}{E_y} - \frac{\nu \Delta \sigma_z}{E_z} \text{ y si } E_x = E_y \text{ y}$$

$$0 = \frac{+ \Delta \sigma_x}{E_x} - \frac{\nu \Delta \sigma_y}{E_x} - \frac{\nu \Delta \sigma_z}{E_x} \text{ y si } \sigma_x = \sigma_y$$

$$\frac{\Delta \sigma_x}{E_x} (1 - \nu) = \frac{\nu \Delta \sigma_z}{E_x}$$

$$\Delta \sigma_x = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \left(\frac{E_x}{E_z} \right) \Delta \sigma_z. \quad (7:8a)$$

402 Reacción de la masa a la carga

La relación entre el esfuerzo lateral $\sigma_x = \sigma_y$ y el esfuerzo vertical σ_z cuando no hay deformación lateral, depende del módulo de Poisson y de la relación entre los módulos de elasticidad, E , lateral y vertical. Si el suelo es isótropo, $E_x = E_y = E_z$

$$\Delta\sigma_x = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \Delta\sigma_z = K_0 \Delta\sigma_z \quad (7:8b)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}. \quad (7:8c)$$

El esfuerzo lateral, $\Delta\sigma_x$, cuando no hay deformación lateral es lo mismo que el empuje de tierras ejercido contra un muro muy rígido, como se explicará en el capítulo 8. La relación K_0 es el *coeficiente de empuje de tierras en reposo*.

Aplicaciones y limitaciones de las teorías elásticas. Las teorías elásticas han demostrado ser extremadamente útiles para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones en una gran variedad de materiales, incluyendo las masas de suelo y de roca. La validez de estas teorías está limitada por el grado de exactitud con que ellas representan el comportamiento real de los materiales. Como ya se explicó en el capítulo 3, la relación esfuerzo-deformación unitaria en los suelos y rocas no es una función lineal, ni es la misma cuando se carga que cuando se descarga el suelo o la roca. Además, en qué grado la función es lineal depende de la magnitud del esfuerzo y de la historia del mismo. Los pequeños cambios de esfuerzo comparados con la magnitud del esfuerzo total y los esfuerzos repetidos, son posiblemente más elásticos que las cargas grandes únicas que se acerquen a la falla. A pesar de sus limitaciones teóricas, el análisis elástico de esfuerzo y deformación en suelo y en roca, nos da una aproximación razonable cuando las magnitudes de los esfuerzos son pequeñas y cuando la teoría seleccionada se ajusta a la geometría y a las variaciones de E en la masa de suelo o de roca.

7:3 EQUILIBRIO PLASTICO

El equilibrio plástico es esencialmente un estado de falla inminente. Las fuerzas que actúan en cada elemento de la masa están en equilibrio. Los esfuerzos dentro de la zona de plasticidad son los que producen la falla. Las deformaciones unitarias, en vez de estar relacionadas con los esfuerzos, son indeterminadas.

La curva esfuerzo-deformación para un material plástico ideal está representada en la figura 7.6b. El esfuerzo de falla se alcanza sin una deformación unitaria apreciable, después de la cual la deformación aumenta sin aumentar el esfuerzo. Este es un caso análogo al de un peso que

descanse sobre una superficie rugosa y que esté sometido a una carga que aumenta progresivamente, σ , como se indica en la figura 7.6c. No se produce movimiento hasta que la fuerza σ venza el rozamiento; después de esto, el bloque se mueve sin que aumente la fuerza σ .

Esfuerzos en un estado plástico. Si los esfuerzos necesarios para producir la falla se pueden definir matemáticamente, el estado de esfuerzos en un equilibrio plástico se puede expresar por las ecuaciones deducidas en el capítulo 3. Para muchos materiales la envolvente de Mohr, o curva de resistencia intrínseca, es un criterio suficientemente exacto para determinar los esfuerzos en la superficie de falla y se puede expresar en forma simple; fue propuesto originalmente por el ingeniero y físico francés Coulomb:

$$s = c + p \tan \varphi \text{ ó } \quad (3:32b)$$

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \varphi$$

$$\alpha = 45 + \varphi/2. \quad (3:29)$$

La relación entre los esfuerzos principales en el estado plástico, definida por las ecuaciones de Coulomb, se puede hallar por las relaciones geométricas de la circunferencia de Mohr, figura 7.7a, gráfica o analíticamente:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2(45 + \varphi/2) + 2c \tan(45 + \varphi/2). \quad (7:9a)$$

Se forman dos grupos de superficies de cortante que forman el ángulo $\pm\alpha$ entre sus normales y la dirección del esfuerzo principal mayor, como se indica en la figura 7.7b.

La teoría del empuje de tierras de Rankine, sección 8:1, es una aplicación directa de esta definición de plasticidad, a un caso simple, en el que la superficie de falla es plana y los esfuerzos principales tienen la misma orientación en toda la masa.

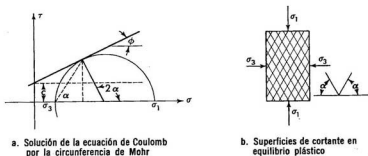


Fig. 7.7 Equilibrio plástico y circunferencia de Mohr.

Ejemplo 7:2

Calcular el esfuerzo principal mayor que actúa lateralmente en una masa de suelo en estado de equilibrio plástico, si el esfuerzo principal vertical (menor) es 0.125 kg/cm^2 . El suelo es arcilla con valor de c , sin drenaje, de 0.50 kg/cm^2 . De la circunferencia de Mohr, figura 7.8, se tiene:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + 2c$$

$$\sigma_1 = 0.125 + 2 \times 0.50 = 1.125 \text{ kg/cm}^2 \quad (7:9b)$$

El estado plástico puede comprender una gran parte de la masa o solamente una zona limitada. Las condiciones de los límites o contornos, la carga y las trayectorias del movimiento del suelo, deben ser todas compatibles con la falla.

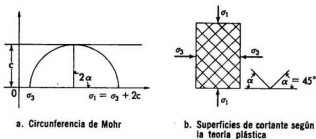


Fig. 7.8 Equilibrio plástico en una arcilla saturada en cortante sin drenaje.

Aproximaciones en estado plástico. En muchos problemas prácticos es posible acercarse al estado de falla plástica considerando los esfuerzos de falla a lo largo del límite de la zona de plasticidad. No es necesario conocer la geometría de la frontera que satisfaga el estado plástico del esfuerzo, ni el equilibrio de la porción de la masa definida por el límite, o contorno, pues se pueden determinar por tanteo. El análisis de la estabilidad de un talud suponiendo que la falla se produce en un arco de circunferencia, capítulo 11, es un ejemplo de lo anteriormente expuesto.

Aplicaciones y limitaciones de las teorías plásticas.^{7:3, 7:4} Las teorías plásticas definen un estado de falla o inminencia de falla en una parte de una masa. Si las condiciones del esfuerzo para que se produzca la falla pueden definirse en forma simple, como por la ecuación de Coulomb 3:32b, el análisis puede ser una aproximación válida para las condiciones de falla de la masa. Sin embargo, lo que ocurre antes de que se produzca la falla y las consecuencias que de la falla pudieran resultar,

como son la cantidad o velocidad del movimiento, son cosas que no se pueden determinar.

Como en la mayoría de los métodos de aproximación, las teorías plásticas no tienen en cuenta ciertas condiciones reales que influyen en los resultados del análisis. Primero, el estado plástico comienza después que la masa ha sido distorsionada por la deformación, figura 7.6c, y no sin deformación, como sugiere la definición de la plasticidad pura, figura 7.6b. La distorsión de grados variables influye en la geometría de la verdadera superficie de falla. Se han propuesto algunas teorías de acción elasto-plásticas, pero sus usos son limitados debido a sus complejidades. Además, muchos materiales presentan un estado de transición en el que no se produce ni la elasticidad ni la plasticidad ideales, figura 7.6d.

Un segundo defecto es la representación del estado de los esfuerzos en la falla por una expresión de forma tan simple como la ecuación de Coulomb. Parte de las cargas aplicadas a la masa están soportadas por el esfuerzo neutro y el resto por el esfuerzo efectivo, y ninguna expresión simple de plasticidad es suficiente para representar el esfuerzo total en la falla. Por ejemplo, en el capítulo 3 se demostró que para una arcilla saturada sometida a cortante sin drenar en que $\phi = 0$, α debiera ser 45 grados. Sin embargo, el ángulo del plano real de falla está determinado por el esfuerzo efectivo, y α es > 45 grados.

Una tercera limitación es el efecto de la deformación plástica sobre el estado de los esfuerzos. Una arena suelta se vuelve compacta y fuerte y una arcilla sensible se debilita. El verdadero estado del esfuerzo al producirse la falla depende de la deformación, mientras que la plasticidad pura presupone que el esfuerzo y la deformación son independientes.

A pesar de estos defectos la teoría plástica es un instrumento valioso para resolver problemas reales.

7:4 REOLOGIA

En muchos materiales, incluyendo la mayoría de los suelos y rocas, la reacción de la masa a la carga depende de la sucesión del tiempo. La velocidad de consolidación de un suelo, capítulo 3, es un ejemplo. Este estudio analítico de la influencia del tiempo en el comportamiento de los materiales se llama *Reología*.^{7:2}

Suposiciones básicas de la reología. La reología teórica es una representación analítica de la reacción con el tiempo a la carga, en términos de simples modelos mecánicos o analógicos, figura 7.9. La reacción elástica inmediata que es proporcional a la carga se representa por un muelle que se llama la *substancia Hookeana*. Una velocidad de movimiento que sea proporcional al esfuerzo, es análoga al flujo viscoso de un líquido,

y se representa por un cilindro lleno de líquido con un pequeño orificio a través del cual se puede producir un flujo laminar. Esto se llama a menudo un *amortiguador* o un amortiguador analógico o *substancia newtoneana*. La falla que ocurre a un cierto esfuerzo se representa por un *eslabón de esfuerzo* o *fusible* llamado *substancia de Saint Venant*. Las características de todos estos elementos en términos de la reacción a los esfuerzos se pueden expresar matemáticamente.



a. Muelle elástico o hookeano, la deformación es una función del esfuerzo



b. Amortiguador viscoso o newtoneano, la velocidad de la deformación es una función del esfuerzo



c. St. Venant, punto de fluencia o eslabón fusible, el comienzo de la deformación es una función del esfuerzo

Fig. 7.9 Modelos reológicos.

Una *teoría reológica* se elabora combinando estos simples elementos de tal manera que representen el comportamiento real de la masa. Esto requiere una clara representación matemática del comportamiento seguido, bajo condiciones simples de carga. La combinación de los elementos para sintetizar la verdadera reacción se hace por tanteo.

Modelos reológicos simples. Algunos modelos reológicos son útiles en la mecánica del suelo y de la roca. La compresión del aire en los poros de un suelo seguida de su expulsión se puede representar por un muelle y un amortiguador en serie, figura 7.10a; es el *modelo de Maxwell*. La teoría de la velocidad de consolidación de Terzaghi es un modelo reológico que consiste en una serie de muelles y amortiguadores en paralelo, figura 7.10b. Esto se llama algunas veces *modelo Kelvin*.

Una combinación de los modelos Kelvin y Maxwell figura 7.10c, se llama *modelo Burger*. Este modelo pudiera representar la velocidad de consolidación de un suelo parcialmente saturado, con la consolidación inicial más la primaria.

Los modelos reológicos son provechosos porque representan aproximadamente la reacción del suelo a las complejas variaciones de la carga, en aquellos casos en que las observaciones del comportamiento del verdadero suelo sean difíciles de medir. La conformación del modelo está basada, por lo general, en cargas simples. Por lo tanto, si una disposición más

compleja de la carga altera el suelo, puede que el modelo no sea una representación válida del comportamiento del suelo bajo los complejos cambios de carga.

Hay un verdadero peligro en utilizar modelos reológicos suponiendo que el analógico, que representa el comportamiento con el tiempo, es una representación del proceso mecánico que determina ese comportamiento. En el caso de la velocidad de consolidación esto es verdad en gran parte, pero no es necesariamente válido en otros casos.

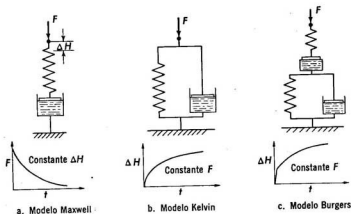


Fig. 7.10 Modelos reológicos usados en mecánica del suelo y de la roca.

7:5 SOLUCION DE LOS PROBLEMAS DEL COMPORTAMIENTO DE LA MASA

Carácter de los problemas reales. La solución de los problemas reales de ingeniería que conciernen a la reacción de las masas de suelo y de roca a los esfuerzos, requiere el conocimiento del carácter de los materiales y de la naturaleza de las cargas.

Las rocas y los suelos tienen propiedades ingenieriles que pueden ser representadas aproximadamente por simples ecuaciones; sin embargo, los errores inherentes a estas aproximaciones (como la diferencia entre el valor real de α y de $45 + \phi/2$ en el cortante sin drenaje de la arcilla) deben ser evaluados al usar la aproximación en el análisis.

Las masas de suelo y de roca son tridimensionales, no homogéneas y rara vez isotrópicas, si bien se pueden aproximar a formas simples como la de la masa semiinfinita homogénea, elástica e isotrópica, evaluando los efectos de la simplificación. Las discontinuidades localizadas, como las grietas

tas, cavidades y las raras zonas resistentes o débiles, tienen también un profundo efecto en la reacción de la masa.⁷¹⁵

El grado de exactitud con que se conoce el valor de las cargas es variable. La carga permanente debida al peso del suelo y al de la estructura se puede determinar con bastante exactitud, mientras que las cargas accidentales debidas al viento, terremotos, vehículos y las de las personas y objetos sólo se pueden estimar.

Todo lo que rodea una obra de ingeniería, incluyendo los efectos de las excavaciones y de las construcciones próximas, influyen profundamente en los suelos y rocas cambiando el comportamiento de los mismos. Hay probabilidades de que estos cambios puedan ser pronosticados por ensayos de laboratorio; sin embargo, en algunos casos hay efectos imprevistos. Por ejemplo, la presión intersticial en las juntas en la roca del aproche de la Presa de Malpasset en Francia, redujo la resistencia lo suficiente para que la masa fallara por cortante arrastrando con ella una parte de la presa. Más de 300 personas murieron cuando el valle aguas abajo fue arrastrado por la inundación.

Hay tres tipos de problemas que el ingeniero debe resolver. El primero es al proyectar. Aquí el objetivo es pronosticar el comportamiento del suelo o la roca. Sobre la base de este pronóstico se desarrolla el proyecto bien sea para regular su comportamiento o para adaptarse a él. Como el proyecto y las condiciones del suelo y la roca se influncian mutuamente, éste es un proceso reiterativo en que se ajustan ambos objetivos hasta obtenerse una solución satisfactoria. Lo que constituye una solución satisfactoria depende sólo parcialmente de la exactitud del pronóstico del comportamiento del suelo o de la roca. Por ejemplo, al analizar la capacidad de carga de una cimentación pudiera hallarse que una cimentación de 30 cm de ancho para un muro sería suficiente; sin embargo la manera más económica de hacer la excavación pudiera ser usando una retroexcavadora que abre una zanja de 60 cm de ancho. En este caso especial el pronóstico de la capacidad de carga sería sólo el 50 por ciento del valor más exacto.

A manera de contraste se puede citar el caso en que un análisis refinado de la estabilidad del talud de un respaldo de una gran presa de tierra hizo posible que se pudiera reducir el talud del 2.5(*H*) a 1(*V*), a 2.2(*H*) a 1(*V*) con un ahorro de 750,000 m³ de tierra.

Un segundo objetivo del análisis es determinar las correcciones necesarias para salvar los defectos del proyecto original. El análisis comienza con las condiciones del proyecto que son conocidas, y revisándolo con respecto a las causas de las dificultades que se han presentado, lo cual es más fácil que pronosticar. El nuevo análisis que se haga debe pronosticar la efectividad de las correcciones, o del nuevo proyecto.

El tercer objetivo es desarrollar análisis más realistas para futuros proyectos, o comprobar la validez de un método antiguo comparando el pronóstico con los resultados medidos en obra. La exactitud está solamente limitada por los datos disponibles, y el tiempo y los recursos del investigador. El valor de este objetivo sólo se puede medir por el uso que del mismo pueda hacerse en nuevos proyectos o en corregir los viejos errores.

Enfoque general. Al acometer cualquier problema hay que tener en cuenta tres factores que son determinantes:

1. Las teorías existentes no son siempre adecuadas.
2. En las experiencias anteriores no están incluidos ciertos aspectos del nuevo problema.
3. NO se dispone de suficiente tiempo, medios o dinero, para una evaluación completa de los elementos desconocidos.

El ingeniero debe, sin embargo, encontrar una respuesta satisfactoria a pesar de estas restricciones. Al considerar lo que es satisfactorio debe tenerse en cuenta el precio de la solución propuesta comparada con su valor, considerando la vida útil de la obra de ingeniería y el costo si tuviera un fin prematuro. El análisis del proyecto para la construcción de una atagüa temporal que pudiera inundarse sin pérdida de vidas, en el caso de una avenida extraordinaria del río, sería mucho menos exigente que el de una presa permanente que debe suministrar energía suficiente para recuperar su costo en 50 años, y cuya falla podría causar pérdida de vidas y extensos daños a la propiedad.

El ingeniero dispone de varios medios para resolver los problemas. Los específicos se encuentran en los capítulos del 8 al 11; el procedimiento general se bosqueja a continuación:

1. Identificar el problema en su totalidad y después simplificarlo dividiéndolo en partes y fijando los factores significativos.
2. Utilizar las teorías apropiadas con las tolerancias permitidas, impuestas por sus limitaciones.
3. Utilizar modelos físicos o matemáticos cuando se compruebe que las teorías son inadecuadas.
4. Los resultados de los estudios teóricos y con modelos deben ser interpretados a la luz de la experiencia.
5. Las lagunas en el conocimiento del problema deben llenarse intuitivamente.
6. Las soluciones deben ser revaluadas y revisadas cuando la observación del funcionamiento real de la obra demuestre que son inadecuadas.

De estos pasos, el segundo y el tercero se pueden evaluar matemáticamente; los restantes requieren comprensión, iniciativa y decisión.

Representación bidimensional. Una forma corriente de simplificación es reducir el problema a dos dimensiones. Si la masa o la carga es uniforme y de gran extensión en una de las dimensiones, la representación bidimensional o sección transversal puede representar todos los factores pertinentes. Por ejemplo, el esfuerzo cortante que se desarrolla detrás de un largo muro de sostenimiento no conlleva desplazamientos paralelos a la carga del muro, una condición que se llama deformación plana. Un análisis bidimensional, incluyendo las resistencias a cortante determinadas por un ensayo de deformación plana, permite una evaluación realista de este problema en todos los puntos, excepto los extremos. El análisis de la capacidad de carga de una cimentación por la teoría plástica es factible en dos dimensiones, pero la solución en tres dimensiones se ha eludido. Sin embargo, de ensayos de modelos se han obtenido factores empíricos de corrección que han permitido extender los resultados del análisis bidimensional a los problemas tridimensionales.

Otras simplificaciones comprenden las representaciones de ordenamientos estructurales complejos de la masa, por un solo equivalente simple. Por ejemplo, en el análisis de las filtraciones en estratos alternados de arena permeable y limo de baja permeabilidad, esta disposición se puede representar por un solo estrato con alta permeabilidad paralela a los estratos y con baja permeabilidad perpendicular a los mismos.

En todos los casos es esencial que se investigue el efecto de la simplificación comparando los resultados del análisis con observaciones del comportamiento de la obra.

Aproximaciones numéricas, modelos matemáticos. Las computadoras digitales de alta velocidad con gran capacidad de almacenaje o memoria, han hecho posible la resolución de muchos problemas por aproximaciones sucesivas, o por un número extraordinariamente grande de ecuaciones simultáneas. Sin las computadoras el trabajo y el tiempo necesarios serían prohibitivos.

En la resolución de muchos problemas por aproximación se divide la masa en segmentos cuyas reacciones a los esfuerzos se pueden representar en forma simple. La reacción de la masa es la suma de las reacciones de los segmentos.

En la aproximación que se hace de pequeñas masas, cada segmento se representa como una masa distinta conectada con los adyacentes por muelles que representan la elasticidad, figura 7.11a. La anisotropía y las variaciones de la elasticidad de un punto a otro, se pueden representar por diferencias en las constantes de los muelles.

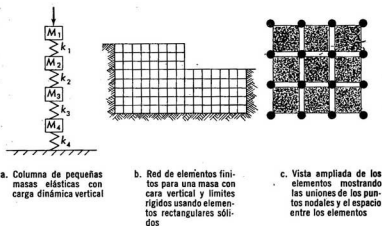


Fig. 7.11 Aproximaciones por masas elásticas.

En el método de aproximación de elementos finos, (7:6), figura 7.11c, la masa se divide en distintos elementos en los que la reacción a la carga de cada uno es equivalente a la porción de suelo que él representa. Los elementos, sólidos, rectangulares o triangulares, están conectados entre sí por pasadores sin rozamiento, colocados en sus esquinas o puntos nodales. Las fuerzas actúan en cada elemento a través de los puntos nodales, y están en equilibrio estático. Las deformaciones correspondientes a cada elemento son compatibles con las del elemento contiguo, porque están unidos por los puntos nodales. La reacción total de la masa se reduce a un sistema de ecuaciones simultáneas que satisfaga el equilibrio y compatibilidad para cada elemento. La reacción de cada elemento no tiene que ser isotrópica ni lineal, siempre que la computadora pueda manejar las variables.

Con la aplicación del método de elementos finitos se han logrado soluciones rigurosas a problemas en los que antes sólo se obtenían burdas aproximaciones. Un ejemplo son los modelos de distribución de esfuerzos en terraplenes que se apoyan en una cimentación elástica, incluyendo el efecto que se produce al construirlo por capas.^{7:8} Un segundo ejemplo es la reacción de un talud de tierra o roca a la aceleración horizontal de un terremoto.^{7:9} Aunque la solución de un problema específico que contenga condiciones no homogéneas requeriría el uso de una computadora, es posible sin embargo, expresar los resultados de ciertos casos generales en forma de gráficos o tablas que son adecuados para trabajos rutinarios.

Con el método de aproximaciones numéricas se pueden resolver complejos problemas de esfuerzo y deformación bidimensionales, y tridimen-

sionales, si hay simetría con respecto al eje vertical. Las soluciones generales a los problemas tridimensionales están limitadas por la capacidad de las computadoras de que se disponga.

Los problemas de plasticidad se pueden resolver por aproximaciones sucesivas. El método de los elementos finitos se puede usar en el período de transición entre los comportamientos elástico y plástico del material, pero es necesario emplear una técnica especial si no hay una relación única entre esfuerzo y deformación.

Se han usado otros métodos numéricos de aproximación, como el de diferencias finitas, para resolver ecuaciones diferenciales de elasticidad, en las que no sea posible llegar a una solución directa. Los detalles de todos estos métodos de análisis numérico están fuera de los límites de este libro. Son instrumentos poderosos para la solución de problemas complejos. Sus aplicaciones y limitaciones deben ser claramente entendidas antes que los resultados de tales métodos puedan ser usados.

Modelos. Los modelos físicos se han empleado ampliamente en ingeniería para resolver problemas cuando no es posible aplicar el análisis, y también para comprobar y modificar los resultados de los análisis basados en teorías aproximadas. Los modelos físicos se han usado en ambas aplicaciones de la ingeniería del suelo y de la roca. Los modelos físicos pueden indicar, además, las áreas de altos y bajos esfuerzos o las formas de las zonas de fluencia plástica, lo que puede conducir en el futuro a teorías más realistas.

El problema en cualquier modelo es la escala, a no ser que el modelo tenga las mismas dimensiones que el prototipo. Es necesario el análisis dimensional para establecer las características del modelo que reflejen propiamente el comportamiento del prototipo. Para modelos que son geoméricamente similares al prototipo, se puede demostrar que las relaciones adimensionales (conocidas como términos π) deben ser las mismas en el modelo y en el prototipo. En problemas simples de equilibrio estático, plástico y elástico:

$$\pi_{\text{resistencia}} = \frac{s}{\gamma L}, \quad (7:10a)$$

$$\pi_{\text{rigidez}} = \frac{E}{\gamma L}. \quad (7:10b)$$

En estas expresiones L es una dimensión lineal, γ es el peso específico del suelo o roca, y s y E son la resistencia al esfuerzo cortante y el módulo de elasticidad. En problemas complejos se requieren varios términos π , que no son necesariamente compatibles. Por tanto, puede ser que el modelo no represente enteramente el comportamiento del prototipo; en este caso sólo sería real un modelo a escala natural.

REFERENCIAS

- 7:1 S. P. Timoshenko y J. N. Goodier, *Theory of Elasticity*, 2a. ed., McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1951.
- 7:2 N. H. Polakowski y E. J. Ripling, *Strenght and Structure of Engineering Materials*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1966.
- 7:3 A. Nadi, *Theory of Flow and Fracture in Solids*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1950.
- 7:4 W. D. L. Finn, "Application of Limit Plasticity in Soil Mechanics", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 93, SM5, septiembre, 1967, p. 101.
- 7:5 R. E. Goodman, R. L. Taylor y T. L. Brekke, "A Model for the Mechanics of Rock", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 94, SM3, mayo, 1968, p. 637.
- 7:6 O. C. Zienkiewics, *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*, McGraw-Hill Publishing Co., Ltd. Londres, 1967.
- 7:7 C. V. Girijavallabhan y L. C. Reese, "Finite Element Method for Problems in Soil Mechanics", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 94, SM2, marzo, 1968, p. 473.
- 7:8 R. W. Clough y R. J. Woodward, "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 93, SM4, julio, 1967, p. 529.
- 7:9 I. M. Idriss y H. B. Seed, "Response of Earth Banks During Earthquakes", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 93, SM3, mayo, 1967, p. 61.

PROBLEMAS

- 7:1 Calcular el asentamiento del estrato de arcilla del ejemplo 7:2 si la relación de vacíos inicial es 1.25, el índice de compresión 0.43 y el estrato de arcilla tiene 6.00 m de espesor.
- 7:2 Después del descenso del agua subterránea en el ejemplo 7:1, ésta volvió a subir hasta quedar a 1.80 m del nivel del terreno.
 - a) Calcular el nuevo esfuerzo efectivo en la superficie del estrato de arcilla.

- b) ¿Cuál ha sido el cambio total en el esfuerzo efectivo producido por el cambio en el nivel freático?
 - c) Si la arena tiene un ángulo de fricción interna de 33 grados, ¿cuál es el porcentaje de cambio en la resistencia al esfuerzo cortante de la arena justamente arriba de la arcilla debido al descenso, y al ascenso del nivel freático?
- 7:3 Una masa de arena fina limpia de 6.00 m de espesor situada sobre una roca de lutita, tiene una relación de vacíos de 0.45 y el peso específico relativo de los sólidos es 2.68. La altura de la ascensión capilar es 1.80 m. Dentro de la zona capilar el suelo está saturado; por arriba de ella está virtualmente seco.
- a) Calcular el esfuerzo efectivo vertical en la arena a diferentes profundidades y dibujar los esfuerzos como una función de la profundidad.
 - b) El nivel del agua subterránea asciende hasta la superficie del terreno. Calcular los esfuerzos total, neutro y efectivo y dibujar los esfuerzos como función de la profundidad.
 - c) El nivel freático desciende a una profundidad de 3.60 m. Dibujar los esfuerzos vertical total, neutro y efectivo como función de la profundidad.
 - d) Compare la resistencia de la arena para las tres condiciones, a las siguientes profundidades: 1) en la superficie del terreno, 2) a 1.80 m de profundidad, 3) a 3.60 m de profundidad y 4) a 6.00 m de profundidad.
- 7:4 Calcular el esfuerzo cortante aproximado en la superficie superior del estrato de arcilla del ejemplo 7:2, producido por un terremoto cuya aceleración horizontal es 0.12 del valor de gravedad.
- 7:5 Un grueso estrato de arcilla con $c = 0.30 \text{ kg/cm}^2$ y un peso específico de $1,600 \text{ kg/m}^3$ se excavó dejando el talud vertical. Considere que un pequeño cubo de arcilla en la superficie del talud está libre lateralmente (el esfuerzo lateral es cero). ¿A qué profundidad se podría excavar antes que sea alcanzado el estado de equilibrio plástico en un cubo de arcilla en el talud en el fondo de la excavación?

Problemas en el empuje de tierras

Se planeó ejecutar una excavación de 10 m de profundidad a una distancia de 2.50 m de una zapata de esquina de un edificio de cinco pisos. El fondo de la excavación quedaría 7.00 m por debajo de dicha zapata. Para ejecutarla el contratista hincó un tablestacado a lo largo de la línea de excavación y colocó codales diagonales de acero en tres niveles, a medida que se extraía la tierra. Ya se habían colocado los codales del segundo nivel y se había terminado la mitad de la excavación, cuando los escalones del edificio próximo a la excavación cedieron. A pesar de esto, el trabajo se continuó de acuerdo con el plan propuesto. Cuando se llegó con la excavación al fondo de la misma se oyó un fuerte crujido, parecido al del estallido que se produce cuando se rompe una probeta de concreto, y la esquina del edificio descendió 5 cm y se desplazó 2.5 cm hacia la excavación. Al examinar el tablestacado de acero se advirtió que se había inclinado, con un desplazamiento hacia afuera, en su parte superior, de 45 cm. En la superficie del terreno se produjo una grieta en forma de media luna, concentrada en la parte de la entibación más próxima a la esquina del edificio. Los escalones que habían cedido estaban dentro de la zona limitada por la grieta. Una segunda grieta en media luna, aproximadamente concéntrica con la primera, cortaba transversalmente el piso del edificio a una distancia de 6 m del tablestacado. El cimiento estaba situado entre la grieta y el tablestacado. Al revisar el proyecto de la entibación se encontró que no se había tenido en cuenta la carga del cimiento, pues el contratista había supuesto que el edificio tenía una cimentación de pilotaje. Tampoco se había tenido en cuenta la posible flecha del tablestacado y, además, la entibación estaba tan deficientemente construida que era inevitable que tuviera un movimiento considerable.

En este caso no se había aprendido, infortunadamente, la lección de los efectos que se producen cuando la entibación es inadecuada. Dos meses

después de haberse detenido el movimiento del edificio, reforzando la entibación, el edificio se movió nuevamente. El contratista había quitado un juego de codales o puntales para facilitar el paso al cubo de hormigón hacia dentro de la excavación. La reparación del edificio costó 50,000 dólares y un tribunal de arbitraje obligó al contratista a pagar la mitad por su descuido en el trabajo. El dueño del edificio pagó la otra mitad por no haber informado al contratista, específicamente, sobre la situación de la cimentación del edificio; aunque en las condiciones generales de las especificaciones se exigía que se protegieran las estructuras colindantes.

Los verdaderos problemas de empuje de tierras son algo más que las meras cargas producidas por el suelo contra un muro de sostenimiento. El empuje de la tierra no es una propiedad que dependa únicamente del suelo o de la roca, sino que es una función del material de la estructura de sostenimiento, de las cargas aplicadas al suelo situado detrás de la estructura de sostenimiento, de las condiciones del agua subterránea y de la magnitud de la flecha que inevitablemente se produce en la estructura de sostenimiento.

Las obras de ingeniería tales como muros de sostenimiento, entibación de excavaciones, mamparos o tablestacados y ataguías, tienen una función común, que es la de soportar lateralmente una masa de suelo. La presión ejercida por el suelo contra estas estructuras se llama *empuje de tierras* y se debe determinar antes de acometer un proyecto que sea adecuado a tal efecto.

Algunas de las primeras teorías de la mecánica del suelo tratan del empuje de tierras contra los muros de sostenimiento. Infortunadamente no siempre los ingenieros que emplean estas teorías se dan cuenta de la importancia que tiene lo que se ha dado por sentado al desarrollarlas. El resultado ha sido muchos fracasos y un descrédito de la mecánica del suelo por los ingenieros que han tenido que ver con suelos en sus trabajos de construcción; actitud ésta que persiste todavía.

8:1 TEORIA DEL EMPUJE DE TIERRAS

La teoría general del empuje de tierras se puede desarrollar partiendo de los esfuerzos en una masa de suelo extremadamente grande y a nivel. El esfuerzo vertical total en una masa de suelo a la profundidad z es igual al peso de la tierra hasta esa profundidad. Cuando hay agua subterránea, el esfuerzo vertical se puede separar en dos componentes: esfuerzo neutro y esfuerzo efectivo, como se ha descrito previamente en el capítulo 3:

$$\sigma_v = \gamma z, \quad (3:31a) \quad (8:1a)$$

$$\sigma_v' = \gamma z - u. \quad (8:1b)$$

Empuje de tierras en reposo. Las condiciones de los esfuerzos en un elemento de suelo a la profundidad z en una masa a nivel se muestran en la figura 8.1a. El elemento se puede deformar verticalmente por efecto de la carga pero, no se puede expandir lateralmente porque está confinado o confinado por el mismo suelo bajo las mismas condiciones de carga. Esto es equivalente a que el suelo estuviera colocado contra un muro inmóvil y sin fricción, que mantuviera la misma dimensión lateral del suelo y sin tener en cuenta o prescindiendo de la carga vertical. El suelo está en un estado de *equilibrio elástico* y los esfuerzos en la dirección lateral se pueden calcular por la relación esfuerzo-deformación del suelo. La relación entre las deformaciones lateral y vertical es el módulo de Poisson (sección 7:2) y para la condición de cero deformación lateral, los esfuerzos principales están relacionados por:

$$\Delta\sigma_x = \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) \Delta\sigma_z. \quad (7:8b)$$

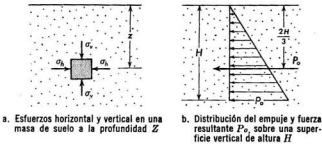


Fig. 8.1 Empuje de tierras en reposo.

El empuje que ejerce la tierra en estado de reposo se representa por el símbolo p_0 y se puede calcular conociendo el esfuerzo vertical σ_v en un suelo seco, por la ecuación:

$$\sigma_x = \sigma_h = \sigma_v \frac{\nu}{1 - \nu} = p_0,$$

$$p_0 = \gamma z \left(\frac{\nu}{1 - \nu} \right) = K_0 \gamma z \quad (\text{suelo seco}) \quad (8:2a)$$

Por debajo del nivel freático el empuje se halla conociendo los esfuerzos componentes, efectivo y neutro:

$$p'_0 = (\gamma z - u)K_0 \quad (\text{suelo húmedo, efectivo}) \quad (8:2b)$$

$$p_0 = (\gamma z - u)K_0 + u \quad (\text{suelo húmedo, total}) \quad (8:2c)$$

K_0 es el coeficiente del empuje de tierras en reposo y se halla por el módulo de Poisson. El valor de K_0 para las arcillas saturadas sometidas a carga y sin drenaje o a carga rápida, también se expresa algunas veces como esfuerzo total, que incluye el esfuerzo neutro, en cuyo caso debe usarse la ecuación 8:2a.

TABLA 8:1 VALORES DE K_0 *

Suelo	K_0 efectivo, drenado	K_0 total, sin drenaje
Arcilla blanda	0.6	1.0
Arcilla dura	0.5	0.8
Arena suelta, grava	0.6	
Arena compacta, grava	0.4	

* El empuje total a cualquier profundidad es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro (excepto cuando se use el K_0 total sin drenaje en arcillas saturadas).

La fuerza o empuje resultante por unidad de longitud de muro, P_0 , que actúa en un muro de altura H , se puede hallar por la ecuación 8:2a o por el diagrama de empujes (figura 8.1b). Para un suelo seco (o arcilla saturada cargada sin drenaje), el diagrama es triangular y el empuje resultante es:

$$P_0 = \frac{K_0 \gamma H^2}{2}, \quad (8:3a)$$

y el punto de aplicación del empuje resultante está a la profundidad:

$$z = \frac{2H}{3}. \quad (8:3b)$$

Cuando haya agua subterránea se deben hacer separadamente los diagramas del empuje efectivo y del neutro, y la magnitud y punto de aplicación del empuje resultante se halla por los métodos normales de mecánica.

Los esfuerzos en la masa de suelo están muy lejos de la falla, como se puede ver en la figura 8.2. Los esfuerzos en una dirección oblicua se pueden hallar por la circunferencia de Mohr.

Empuje activo de tierras. Si al muro vertical sin movimiento y sin fricción, a que se refiere la condición de reposo, se le permite mover alejándose del suelo, cada elemento de suelo adyacente al muro se podrá expansionar lateralmente. El esfuerzo vertical permanece constante, pero el esfuerzo lateral o empuje de tierras se reduce; de la misma manera

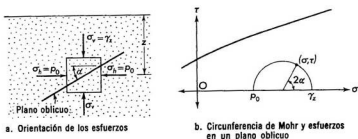


Fig. 8.2 Circunferencia de Mohr para empuje de tierras en reposo.

que el esfuerzo en un muelle comprimido se hace menor a medida que el muelle se estira. Inicialmente la reducción del esfuerzo es elástica y proporcional a la deformación, pero a medida que la diferencia entre los esfuerzos principales mayor y menor aumente, debido a la reducción del esfuerzo lateral, el diámetro de la circunferencia de Mohr crece hasta llegar a tocar la envolvente de falla. El empuje ha alcanzado un *mínimo* en ese punto; las condiciones de los esfuerzos ya no son elásticas; la masa de suelo detrás del muro está en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico y un movimiento adicional del muro hará que continúe la falla, con poco cambio en el empuje.

El empuje mínimo horizontal p_A a cualquier profundidad z para arenas y gravas secas, se puede hallar por el diagrama de Mohr en la falla (figura 8.3a), y es:

$$p_A = \frac{\gamma z}{\tan^2[45 + (\varphi/2)]}, \quad (8:4a)$$

$$p_A = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (8:4b)$$

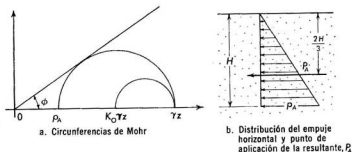


Fig. 8.3 Empuje activo en suelos no cohesivos, arenas y gravas.

420 Problemas en el empuje de tierras

La expresión $\tan^2 (45 - \varphi/2)$ se llama *coeficiente de empuje activo de tierras* y se representa por el símbolo K_A . El estado de falla por cortante que acompaña al empuje mínimo se llama *estado activo*. La fuerza o empuje resultante P_A por unidad de longitud de muro, para arena seca, se puede hallar por la expresión de empuje activo o por el área del diagrama de empujes:

$$P_A = \frac{\gamma H^2 K_A}{2}. \quad (8:5)$$

La línea de acción está en el centroide a la profundidad $2H/3$ (figura 8.3b).

Si la arena está bajo el agua hay que considerar el esfuerzo neutro. El empuje activo efectivo se calcula por la presión vertical efectiva y K_A . El total es la suma de los esfuerzos efectivo y neutro:

$$p'_A = (\gamma z - u) K_A, \quad (8:6a)$$

$$p_A = (\gamma z - u) K_A + u. \quad (8:6b)$$

Cuando un suelo no cohesivo seco se inunda, porque se eleva el nivel freático, el empuje efectivo se reduce a cerca de la mitad de su valor original; sin embargo, el empuje total se triplica, aproximadamente. La magnitud y punto de aplicación de la resultante, para suelos no cohesivos bajo el agua, se halla combinando los diagramas de empujes efectivo y neutro.

Ejemplo 8:1

Calcular el empuje activo a la profundidad de 4.55 m en una arena cuyo ángulo de fricción interna es 37° y cuyo peso específico cuando está seca es de $1,554 \text{ kg/m}^3$ y de $1,970 \text{ kg/m}^3$ cuando está saturada.

1. La arena está totalmente seca:

$$p_A = \gamma z \tan^2[45 - (\varphi/2)],$$

$$p_A = 1,554 \times 4.55 \times 0.5^2,$$

$$p_A = 1,767.6 \text{ kg/m}^2.$$

2. El manto freático está a 1.50 m de profundidad:

$$p'_A = (\gamma z - u) \tan^2[45 - (\varphi/2)],$$

$$p'_A = (1.50 \times 1,554 + 3.5 \times 1,790 - 3.05 \times 1,000) \times 0.5^2,$$

$$p'_A = 5,290 \times 0.25 = 1,322 \text{ kg/m}^2,$$

$$p_A = p'_A + u = 1,322 + 3.05 \times 1,000 = 4,372 \text{ kg/m}^2.$$

Un análisis semejante para la arcilla saturada con carga y sin drenaje, usando la circunferencia de Mohr (figura 8.4a), da la siguiente fórmula para el empuje activo:

$$p_A = \gamma z - 2c. \quad (8:7)$$

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro, P_A , está dada por la siguiente expresión:

$$p_A = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH. \quad (8:8)$$

De acuerdo con esta fórmula la resultante del empuje de tierras será igual a cero cuando la altura del muro sea igual a $4c/\gamma$, aunque el suelo está en equilibrio plástico. Esto explica por qué las arcillas se mantienen, frecuentemente, en altos taludes verticales. El diagrama de empujes (figura 8.4b) indica que la arcilla está en tensión hasta la profundidad $2c/\gamma$. La tensión produce grietas verticales y hace que la arcilla se separe del muro. La parte en tracción del diagrama de empujes desaparece por el agrietamiento del suelo, quedando sólo un empuje positivo en la parte

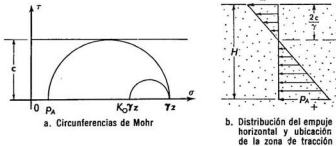


Fig. 8.4 Empuje activo en suelos cohesivos saturados; arcillas sujetas a esfuerzo cortante sin drenaje.

inferior del muro; por consiguiente, un muro de escasa altura hasta la profundidad $2c/\gamma$, soportaría teóricamente la arcilla a pesar del agrietamiento. Sin embargo, el agua que se acumula en las grietas aumentará el empuje horizontal, necesitándose, por tanto, mayor soporte. La formación de estas grietas de tensión explica por qué los cortes en arcilla muchas veces fallan sin aviso, después de semanas de haber sido hechos y por qué muchas de estas fallas ocurren en tiempos de lluvia.

Estado pasivo. Si en vez de moverse el muro alejándose del suelo se mueve hacia el suelo, el empuje contra el muro aumenta. Las circunferencias de esfuerzos aumentan a la derecha del esfuerzo vertical γz , que ahora es el esfuerzo principal menor. El empuje máximo contra el muro se alcanza cuando se produce la falla por esfuerzo cortante, la que también ocurre en el suelo situado detrás del muro.

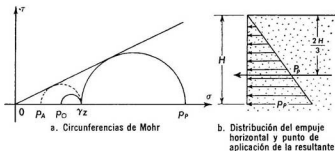


Fig. 8.5 Empuje pasivo en suelos no cohesivos, arenas y gravas.

Para suelos no cohesivos secos el empuje a cualquier profundidad se puede hallar por el diagrama de Mohr (figura 8.5a) y es:

$$p_P = \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right), \quad (8:9)$$

siendo p_P el valor máximo o el *empuje pasivo*. La expresión $\tan^2[45 + (\varphi/2)]$ se llama frecuentemente *coeficiente de empuje pasivo de tierras* y se presenta por el símbolo K_P .

La fuerza o empuje total por metro de longitud de muro de altura H se halla por el diagrama de empujes (figura 8.5b):

$$P_P = \frac{\gamma H^2}{2} K_P. \quad (8:10)$$

La línea de acción del empuje es horizontal y está aplicada a la profundidad $2/3H$.

Por debajo del nivel freático el efecto del esfuerzo neutro se trata en la misma forma que para el estado activo.

Para arcillas saturadas cargadas, sin drenaje, el empuje pasivo se halla por la circunferencia de Mohr (figura 8.6a) y es:

$$p_P = \gamma z + 2c. \quad (8:11)$$

La fuerza o empuje total para un metro de longitud de muro se halla por el diagrama de empujes (figura 8.6b) y es:

$$P_P = \frac{\gamma H^2}{2} + 2cH. \quad (8:12)$$

Para suelos como las arcillas parcialmente saturadas, cuya resistencia a esfuerzo cortante está dada por la fórmula $s = c' + p \tan \varphi'$, se puede

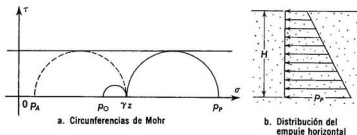


Fig. 8.6 Empuje pasivo en suelos cohesivos saturados: arcillas sujetas a esfuerzo cortante sin drenaje.

deducir la fórmula siguiente con la ayuda de los diagramas de Mohr. Para el estado activo:

$$p_A = \gamma z \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c' \tan \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right), \quad (8:13)$$

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) - 2c'H \tan \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right). \quad (8:14)$$

Para el estado pasivo:

$$p_P = \gamma z \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c' \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (8:15)$$

$$P_P = \frac{\gamma H^2}{2} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right) + 2c'H \tan \left(45 + \frac{\varphi'}{2} \right). \quad (8:16)$$

Los diagramas de empujes para estas condiciones son similares a los de las arcillas saturadas.

El planteamiento analítico para determinar el empuje de tierras se denomina método de Rankine, debido a que fue el ingeniero escocés W. J. M. Rankine el primero que aplicó este razonamiento a las masas de suelo.

8:2 DEFORMACION Y CONDICIONES DE FRONTERA

Tanto en el estado activo como en el pasivo las zonas de suelo adyacentes a un muro sin fricción, que están en estado de falla por cortante o en equilibrio plástico, forman cuñas planas (figura 8.7). Como el ángulo entre el plano de falla y el plano principal mayor es $\alpha = 45 + (\varphi/2)$, la cuña está limitada en el estado activo por un plano que forma el ángulo α con el plano horizontal y en el estado pasivo por un plano que forma el ángulo α con el plano vertical. En ambos casos existe dentro de las

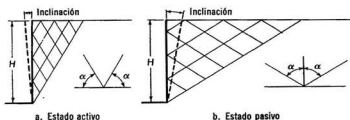


Fig. 8.7 Planos de falla y cuñas planas en el suelo situado detrás de un muro sin fricción.

cuñas un infinito número de planos de falla que forman ángulos α con el plano principal mayor.

El movimiento horizontal de cualquier punto del muro que es necesario para que se produzca el estado activo o el pasivo es proporcional al ancho de la zona de esfuerzo cortante adyacente a ese punto. Como se puede ver por la figura 8.7, el movimiento mínimo consiste en un giro del muro sobre su base.^{8:1} El giro es pequeño y depende de la rigidez del suelo y de la altura H del muro, como se indica en la tabla 8:2.

TABLA 8:2 INCLINACION TÍPICA MÍNIMA NECESARIA PARA PRODUCIR LOS ESTADOS ACTIVO Y PASIVO

Suelo	Estado activo	Estado pasivo
No cohesivo compacto	$0.0005H$	$0.005H$
No cohesivo suelto	$0.002H$	$0.01H$
Cohesivo duro	$0.01H$	$0.02H$
Cohesivo blando	$0.02H$	$0.04H$

Los suelos cohesivos blandos no permanecen en el estado activo o pasivo por largo tiempo. Una deformación lenta del suelo (frecuentemente llamada *fluencia*) tiende a retornar la masa de suelo al estado de "reposo". En el caso de muros que soportan rellenos de arcilla blanda esto significa que el muro tendrá un movimiento lento y continuo hacia afuera, si fue proyectado para resistir el empuje activo solamente. Sin embargo, después de unos meses, el cambio del empuje debido a la fluencia es generalmente insignificante.

Deformación incompleta. La relación entre la deformación del muro y el empuje de la tierra se indica en la figura 8.8. Los límites mínimo y máximo (estados activo y pasivo) se pueden calcular por la teoría de Rankine y el punto de no deformación (en reposo) se puede calcular por

la teoría de la elasticidad. Cuando la deformación está entre estos límites el empuje también es intermedio, pero no se puede calcular por métodos teóricos; sin embargo, se puede estimar de los resultados de empujes medidos en estructuras, correlacionándolos con las condiciones límites activa, pasiva o en reposo.

Cuando la deformación es pequeña, el estado de esfuerzos es elástico y el empuje es proporcional al giro o inclinación. Cuando es grande, los esfuerzos están en la transición del estado elástico al plástico y el empuje de tierras ya no es proporcional a la inclinación. Cuando la deformación es muy grande, más allá de la necesaria para los estados activo o pasivo, el empuje puede cambiar otra vez hacia el estado de reposo, debido a una reducción en la resistencia a esfuerzo cortante de los suelos sensibles como se indica en la figura 8.8.

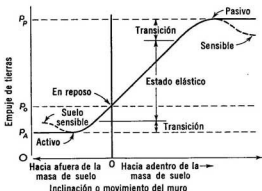


Fig. 8.8 Efecto del movimiento o la inclinación del muro en la magnitud del empuje de tierras.

Deformación irregular: efecto de arco.^{8.3a} Cuando el movimiento del muro es diferente del giro o inclinación requerido para que se establezca el estado activo o pasivo, entonces cambian, tanto la magnitud como la distribución del empuje de la tierra. Si una parte del muro gira o se inclina hacia afuera de la tierra más que las partes próximas, el suelo adyacente tiende a seguir al muro, como se muestra en la figura 8.9a y b. Esto hace que se produzcan esfuerzos cortantes horizontales en los límites de esta sección de suelo, lo cual la restringe y transfiere parte de su carga lateral al suelo adyacente. El resultado es una *redistribución del empuje por esfuerzo cortante*, que algunas veces se llama *efecto de arco*, y una distribución irregular del empuje. Ejemplos del efecto de arco en el

empuje de tierras contra estructuras típicas se muestran en la figura 8.9b y c. La magnitud de esta redistribución hay que estimarla basándose en las observaciones de las presiones y deformaciones de estructuras existentes, ya que no se ha desarrollado ningún análisis teórico válido del efecto de arco.

Efecto de la fricción en el respaldo del muro. El análisis de Rankine considera una extensa zona en equilibrio en la que la forma de distribución de los esfuerzos cortantes no ha sido distorsionada por la obra de ingeniería. Esto equivale a suponer que no se produce esfuerzo cortante entre el muro y el suelo (*el muro no ofrece resistencia a la fricción*). En realidad el movimiento del muro con respecto al relleno sí produce esfuerzo cortante o rozamiento, lo cual distorsiona la forma de distribución del esfuerzo cortante y la magnitud y dirección de la fuerza resultante o empuje que actúa contra el muro (ver ejemplo de la figura 8.13). El suponer que no existe fricción entre el muro y el relleno no altera gran-

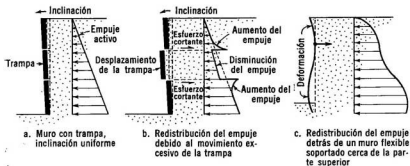


Fig. 8.9 Efectos de la deformación irregular; efecto de arco.

demente los resultados en el cálculo del empuje cuando los muros son de poca altura y el paramento interior de los mismos es liso, pero cuando la altura es mayor de 10 m y el paramento interior es rugoso, se puede producir un esfuerzo cortante apreciable que afecta significativamente los resultados. Los métodos para resolver estos problemas se exponen en la sección 8:3.

Los problemas sencillos de empujes activo y pasivo se pueden resolver adecuadamente por el análisis de Rankine. Para problemas más complejos se usan modificaciones o correcciones del método de Rankine o análisis aproximados compatibles con las verdaderas condiciones de los límites. Algunos de estos análisis se estudian en esta sección. Estudios más extensos se pueden encontrar en las referencias.

8:3 CALCULO DEL EMPUJE DE TIERRAS

Análisis aproximado en los casos de muros y rellenos inclinados.

Para los casos de muros de menos de 10 m de altura se han desarrollado varios métodos aproximados que son útiles, basados en el análisis de Rankine. Cuando el paramento posterior del muro es inclinado, se supone que el empuje de la tierra actúa contra un plano vertical que pasa por la arista posterior de la base del muro, como se muestra en la figura 8.10a. En este caso el peso de la cuña de tierra situada entre el plano vertical y el paramento posterior del muro se suma vectorialmente a la resultante P_A .

Si el relleno tiene una pendiente que forma el ángulo β con la horizontal, la fórmula de Rankine correspondiente (deducida en igual forma que en el caso de relleno horizontal) es:

$$P_A = \frac{\gamma H^2}{2} \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}, \quad (8:17)$$

P_A actúa paralelamente a la superficie del relleno, como se muestra en la figura 8.10c, a la profundidad:

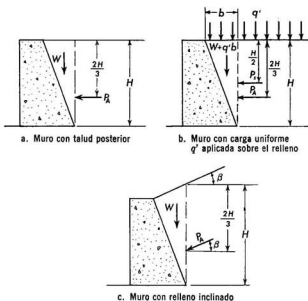


Fig. 8.10 Empuje aproximado para muros con rellenos no cohesivos.

$$z = \frac{2H}{3}, \quad (8:3b)$$

siendo H la altura del plano vertical que pasa por la arista interior de la base del muro.

Efecto de las sobrecargas. Si una sobrecarga uniforme, q' , actúa en el suelo situado detrás del muro, como se muestra en la figura 8.10*b*, produce un empuje adicional en el muro. En el estado activo la resultante de este empuje P_s , en kilogramos por metro de longitud de muro, es:

$$P_s = q'H \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (8:18)$$

Este empuje actúa a la mitad de la distancia entre la parte superior y la base del muro.

Las sobrecargas con pendientes, como las pilas de materiales colocadas sobre un relleno horizontal, se pueden aproximar a una sobrecarga uniforme equivalente que tuviera una altura igual al promedio de alturas del material dentro de la zona de esfuerzo cortante.

Efecto de las cargas concentradas. En muchos casos se colocan sobre el relleno cargas distribuidas en pequeñas áreas. Por ejemplo, la cimentación de un edificio, el pavimento de una carretera o los rieles de un ferrocarril, con frecuencia se apoyan sobre el relleno bastante cerca del muro de sostenimiento, lo cual produce un empuje adicional. Esto crea una distorsión local en la masa del suelo y posiblemente un cambio en la distribución del esfuerzo cortante. La distorsión es, en efecto, un estado de equilibrio elástico superpuesto a un estado de equilibrio plástico. Aunque hay objeciones teóricas a este concepto, estudios en modelos a gran escala demuestran que esto es práctico.

De acuerdo con el análisis del equilibrio elástico de Boussinesq, una carga Q sobre la superficie produce un incremento de esfuerzo $\Delta\sigma_h$ a la profundidad z a una distancia horizontal x del muro y una distancia y a lo largo del muro, figura 8.11*a*, igual a:

$$\Delta\sigma_h = \frac{Q}{2\pi} \frac{3x^2z}{R^5} = \frac{0.48Qx^2z}{R^5}, \quad (8:19a)$$

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}. \quad (8:19b)$$

Para una carga continua Q' , por unidad de longitud, paralela al muro y a una distancia x del mismo, figura 8.11*b*, el incremento de esfuerzo uniforme, $\Delta\sigma_h$, a lo largo de la longitud del muro, es:

$$\Delta\sigma_h = \frac{0.63Q'x^2z}{R^3}, \quad (8:19c)$$

$$R = \sqrt{x^2 + z^2}. \quad (8:19d)$$

En cada caso, R es la distancia del punto de aplicación de la carga al punto del muro donde se produce el incremento de esfuerzo.

No se considera que el muro tenga ningún efecto restrictivo sobre el equilibrio elástico, con respecto al incremento de esfuerzo arriba indicado. Las pruebas efectuadas por Spangler^{8:17} indican que para el estado activo estos esfuerzos deben multiplicarse por 1.5 aproximadamente, y para el estado de reposo por 2.

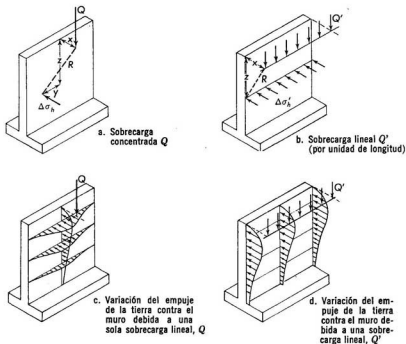


Fig. 8.11 Distribuciones de presión producidas por concentraciones de sobrecarga sobre un relleno a nivel.

El incremento del empuje no es uniforme a lo largo de la superficie del muro. Para una carga concentrada varía en las direcciones y y z , figura 8.11c. La mayor intensidad del aumento de esfuerzo está en un punto directamente opuesto a la carga y a una profundidad por debajo del coronamiento del muro de $z = x/2$, aproximadamente. Para una carga lineal continua Q , el empuje varía verticalmente como se indica en la figura 8.11d; el mayor aumento está igualmente a la profundidad $z = x/2$ aproximadamente.

Si la sobrecarga es de gran magnitud, toda la distribución de esfuerzo cortante se cambia. En este caso se puede tener un efecto aproximado añadiendo el peso en la sobrecarga al peso del relleno, utilizando el análisis aproximado de equilibrio plástico que se describe en la siguiente sección. Esta forma de resolver el problema es teóricamente inconsistente. El efecto verdadero está probablemente entre el calculado por Boussinesq o análisis elástico y el hallado añadiendo la sobrecarga al peso del suelo en la zona de equilibrio plástico.

Análisis de Coulomb. En 1776 el científico francés Ch. A. Coulomb publicó una teoría del empuje de tierras que incluía el efecto de la fricción del suelo con el muro y que podría aplicarse cualquiera que fuera la inclinación del muro o del relleno. El descubrió, a través de numerosos experimentos con arena seca, que el muro gira o se inclina hacia afuera hasta que el empuje de la tierra llega a un mínimo, que es el estado activo. En estas condiciones el relleno está en un estado de falla por esfuerzo cortante en una serie de superficies ligeramente curvas, inclinadas y paralelas (figura 8.12a). La cuña de tierra limitada por las superficies de esfuerzo cortante se desliza hacia abajo y hacia afuera a medida que el muro se mueve hacia afuera. Coulomb simplificó la forma de la curva de falla suponiendo que la superficie de deslizamiento era plana y dedujo el valor del empuje activo de la tierra de las fuerzas que producían el equilibrio de la cuña en el momento en que ésta empezaba a moverse, como se indica en la figura 8.12b.

El peso W de la cuña de tierra se calcula suponiendo que el plano de falla forma un ángulo η con el horizontal y conociendo el peso del suelo y las dimensiones del muro y del relleno; su dirección es vertical. La fuerza resultante, F de la cuña sobre el suelo tiene la inclinación ϕ con respecto a la normal al plano de falla, pero su magnitud es desconocida. La reacción del muro contra la cuña, R , forma el ángulo δ , que es el de fricción con el muro, con la normal al mismo; su magnitud es desconocida.

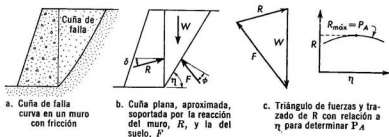


Fig. 8.12 Empuje activo según el análisis de Coulomb.

Estas tres fuerzas forman un triángulo de fuerzas (figura 8.12c) en el que se obtiene gráficamente la magnitud de R (y de P). Desde luego, el valor correcto del ángulo del plano de falla η se desconoce, pero se puede hallar calculando valores de R para distintos valores de η y dibujando los resultados. El punto más alto de la curva corresponde al plano de falla crítico y el valor máximo de R es igual, pero opuesto en dirección a P_A . Si el suelo tiene cohesión, el valor de la fuerza de cohesión c a lo largo del plano de falla se suma al polígono de vectores. Existen varias soluciones gráficas para el análisis de Coulomb y también otros métodos más exactos para calcular el empuje de la tierra.^{8:4, 8:5, 8:6}

El valor del ángulo de fricción del suelo con el muro, δ , se puede hallar con pruebas de laboratorio. Para superficies lisas de concreto su valor está frecuentemente entre $\frac{1}{2}\varphi$ y $\frac{2}{3}\varphi$ y para piedra rugosa es igual a φ .

La fórmula de Coulomb da valores iguales a la de Rankine para muros verticales sin fricción y con rellenos horizontales. Cuando el valor de δ excede de 0° , el empuje resultante calculado por el método de Coulomb es como el 10 por ciento más bajo; pero el punto de aplicación de la resultante es el mismo.



Fig. 8.13 Trayectorias de esfuerzos en el caso pasivo en muros con fricción.

El análisis se puede aplicar igualmente y con la misma facilidad a los casos de rellenos inclinados o a muros con paramento interior inclinado; cambia solamente la geometría de la cuña de tierra. El efecto de una sobrecarga uniforme o una extensa sobrecarga concentrada se puede estimar añadiendo la sobrecarga al peso de la cuña; pero si una carga concentrada está fuera de la cuña de tierra su efecto sobre el empuje es nulo. En el trazado de R en función del ángulo de la cuña, η , aparecerá una fuerte caída para el ángulo correspondiente al límite de la sobrecarga contenida en la cuña.

Para el empuje pasivo la curvatura de la superficie de falla aumenta grandemente conforme aumenta el valor de δ , figura 8.13a. Además, cuando el empuje es hacia arriba pudiera invertirse el valor de δ , como se indica en la figura 8.13c y cambiar completamente la superficie de cortante. El análisis de Coulomb supone que la superficie de falla es un

plano, lo cual puede producir un grave error al calcular el empuje pasivo. Para los casos corrientes de empuje pasivo en que la componente de la fricción entre el muro y el suelo es hacia abajo, la magnitud real del empuje pasivo resultante cae entre los valores de Rankine y de Coulomb. Deben usarse soluciones más rigurosas, en las que se supone que las superficies de falla son curvas, para calcular el empuje pasivo, cuando el valor de δ es mayor de $\frac{1}{4}\varphi$.

Empuje de la roca. Debido al permanente y alto valor de la cohesión, el empuje que pueda producir una masa de roca sana es despreciable. De acuerdo con las ecuaciones (8:7) y (8:8) sería necesario que existiera tracción para que se produjera una falla por cortante y la fuerza neta es cero para un talud de roca sana de gran altura, aunque ésta sea medianamente resistente.

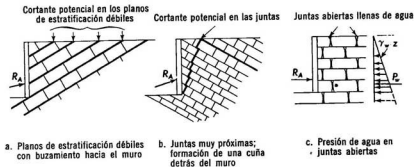


Fig. 8.14 Empuje producido por masas de roca.

La roca totalmente sana raramente existe. El empuje ejercido por una roca está regulado en su mayor parte por las juntas y planos de estratificación y por la presión del agua. El empuje ejercido por una masa de roca se puede hallar por una simplificación de la cuña de Coulomb, figura 8.14. La superficie potencial de cortante en tres dimensiones, queda definida por las juntas y planos de estratificación cuyos ángulos se pueden hallar. Las características de cortante de esas superficies de cortante se pueden establecer en el laboratorio probando grandes muestras de roca que contengan el plano potencial de falla orientado en el ángulo más favorable para que se produzca ésta. Las pruebas de campo a gran escala para determinar el esfuerzo cortante en el plano donde se sospecha que existe un debilitamiento, tienen mayor valor que las de laboratorio y deben hacerse en trabajos de ingeniería importantes, en los que el costo de dichas pruebas esté justificado dada la magnitud de la obra.

La presión del agua subterránea debe incluirse en el análisis, si hay filtraciones a través de las juntas y planos de estratificación. Aunque la estratificación sea horizontal se puede producir un gran empuje debido al agua contenida en las juntas, figura 8.14c. Debido a la incertidumbre con respecto a la presión del agua y a la resistencia variable en las juntas y planos de estratificación, el cálculo del empuje de las masas de roca es sólo aproximado.

8 : 4 MUROS DE SOSTENIMIENTO DE TIERRAS

Un muro de sostenimiento de tierras es una estructura permanente y relativamente rígida, de mampostería, concreto o de celosías, que soporta una masa de suelo. Esta estructura, con su empinado paramento, sustituye al suave talud natural de la tierra, para dejar espacio aprovechable, ya sea en un corte para una carretera o ferrocarril o dentro y alrededor de los edificios y en construcciones por debajo del nivel del terreno.

El amplio uso de los muros de sostenimiento de tierras ha estado acompañado por muchas fallas totales y parciales, debido a que los proyectos se han basado en reglas y fórmulas que eran aplicables solamente a determinadas condiciones. Por ejemplo: el proyecto de muros con relleno de arcilla blanda se ha basado, a veces, en análisis aplicables solamente a rellenos de arena y el proyecto de muros que soportan estructuras que se agrietarán si se produce el movimiento en la cimentación, se ha basado, a veces, en el empuje activo de la tierra, que requiere que el muro gire o se incline hacia afuera. Un factor de seguridad más que generoso ha sido, en muchos casos, la única diferencia entre el éxito y el fracaso.

Requisitos para el proyecto. Un proyecto correcto de un muro para el sostenimiento de tierras debe llenar los siguientes requisitos:

1. El muro debe ser capaz, estructuralmente, de resistir el empuje de la tierra que sobre él actúa.
2. La cimentación del muro debe ser capaz de soportar el peso del muro y la fuerza resultante del empuje de la tierra que actúa sobre la misma, sin:
 - a) Vuelco o falla del suelo.
 - b) Deslizamiento del muro y la cimentación.
 - c) Asentamiento excesivo.

El empuje de la tierra contra un muro de sostenimiento depende de las condiciones de deformación o inclinación del muro, de las propiedades del suelo y de las condiciones del agua. Para lograr la mayor economía, los muros para el sostenimiento de tierra generalmente se proyectan para resistir el empuje activo que produce un relleno de material no cohesivo

seco, pero si es necesario, se pueden proyectar para cualquier condición de deformación y para cualquier condición del suelo y del agua.

Algunos organismos, como los Departamentos de Carreteras de los Estados y los ferrocarriles, que proyectan muchos muros de sostenimiento de tierras, han preparado ábacos y tablas que dan el empuje de la tierra con un mínimo de cálculos. Casi todos esos ábacos y tablas están basados en la fórmula de Rankine con valores supuestos para el ángulo de fricción interna y para el peso específico del suelo de relleno.

Algunos proyectistas usan la presión hidrostática que produciría un fluido imaginario cuyo peso específico fuera γ_f que se llama *peso específico equivalente*. Esto es una modificación de la fórmula de Rankine, en la que $\gamma_f = K_A \gamma$.

Inclinación del muro de sostenimiento de tierras. El empuje de la tierra debe ser compatible con la inclinación del muro, que está limitada por la rigidez del mismo, la cimentación y cualquier conexión con estructuras contiguas. La inclinación para el empuje activo está dada en la tabla 8:2. Como regla general el proyectista debe permitir una inclinación, por lo menos, de 8 mm por cada metro de altura del muro (0.008H), a no ser que esté seguro de la calidad del relleno y de su colocación. Generalmente la inclinación se detiene a los pocos días de haber sido colocado el relleno, aunque algunas veces continúan pequeños movimientos en el caso de arenas sueltas sometidas a vibración y en el de arcillas. En el caso de muros rectos aislados cimentados en suelos, estas inclinaciones no constituyen un problema; pero en el caso de muros curvos o largos, o con alturas muy variadas, es necesario dejar juntas que permitan movimientos. Estas juntas se pueden cerrar después que el muro haya cesado de inclinarse.

Los muros sobre pilotes tienen cierto empotramiento, y el empuje de la tierra es probablemente un poco mayor que el que corresponde al estado activo. La diferencia no es grande y por lo tanto se puede usar el empuje activo para el proyecto.

Las cimentaciones de los muros que descansan en roca no se pueden deformar. Si el muro en sí es flexible, como un voladizo delgado de concreto armado, probablemente se deformará lo suficiente para que se produzca el estado activo o un estado muy cerca de éste. Un muro masivo, sin embargo, no se puede inclinar y por lo tanto, debe ser proyectado para empuje en reposo. Una capa de arena colocada entre la cimentación del muro y la roca, permite algún movimiento y puede dar como resultado que el empuje contra el muro sea menor.

Algunas veces la inclinación está limitada por las estructuras contiguas. Si la construcción de esas estructuras se realiza después que se haya colocado el relleno del muro, no habrá grandes problemas. Los muros de edificios construidos sobre muros de sostenimiento de tierras a menudo

se agrietan debido a la inclinación del muro. En un caso los pernos de anclaje de las columnas que se apoyaban en el muro de sostenimiento de tierras de 10 m de altura quedaron 5 cm fuera de línea, después que se colocó el relleno del muro y, en otro caso, un muro de ladrillos construido sobre un muro de sostenimiento de tierras se rajó y separó debido a la inclinación del muro.

Drenaje. El problema más importante al proyectar un relleno es el de mantener el suelo seco. Se pueden usar dos métodos:

1. Sacar el agua del relleno.
2. Mantener el agua fuera del relleno.

En todos los casos deberá usarse el primer método y en algunos los dos.

El agua se saca del relleno drenándolo, esto se logra, algunas veces, dejando simplemente *huecos para drenar* o *mechinales* a través del muro (figura 8.15a). Estos huecos deben estar espaciados en ambas direcciones de 1.50 a 2.00 m y deben tener un diámetro mínimo de 10 cm, para que se puedan limpiar fácilmente. Si el relleno es arena gruesa, unas cuantas paletadas de grava en la entrada del hueco actuará como filtro para impedir que se tape con la arena (figura 8.15b). Los huecos para drenar

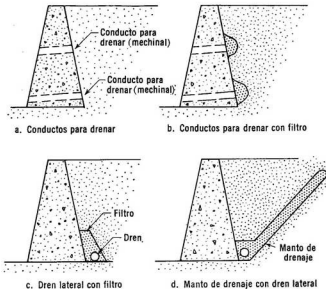


Fig. 8.15 Drenes para los rellenos de los muros de sostenimiento de tierras.

tienen la desventaja de descargar el agua en la base del muro donde las presiones de la cimentación son mayores. Un sistema de drenaje mejor, pero más costoso, consiste en colocar tubos perforados de 15 ó 20 cm de diámetro paralelos al muro en la base del mismo y en una zanja de filtración (figura 8.15c). Se deben colocar registros en los extremos del tubo para su limpieza. Para suelos de baja permeabilidad, como las arenas limosas y los limos, es necesario hacer una obra más elaborada. Una capa inclinada de material de filtro drena todo el relleno y es fácil de construir (figura 8.15d).

Cuando deban usarse como relleno arcillas expansivas o suelos difíciles de drenar, es necesario tomar las medidas necesarias para impedir que el agua se introduzca en el relleno. El primer paso es localizar los lugares de donde proviene el agua; el segundo es desviar el agua alejándola del relleno. Si el agua se filtra por la superficie del relleno, puede pavimentarse dicha superficie con una capa flexible e impermeable de asfalto o arcilla plástica. Se deben colocar drenes superficiales para sacar el agua del relleno. Se debe dar atención especial a la eliminación del agua que penetra por la grieta que inevitablemente se forma entre la parte superior del muro y el relleno. Una capa de grava pequeña y huecos en el muro para drenar es suficiente. Si el agua proviene de filtraciones subterráneas, la colocación de drenes interceptores puede ser muy efectiva para impedir que el agua penetre en el relleno.

Precauciones contra la acción de las heladas. En los climas septentrionales la acción de las heladas ha sido la causa de que muchos muros de sostenimiento de tierras se hayan movido tanto que han llegado a ser inútiles. Como la piedra y el hormigón son relativamente buenos conductores del calor, la temperatura en el paramento posterior del muro es la misma que en el aire. Si la temperatura que prevalece es la de congelación, el relleno es susceptible a las heladas y hay abundancia de agua, se formarán lentes de hielo paralelas al muro que pueden producir, en una sola estación, movimientos hasta de 1 m.

La acción de las heladas se puede impedir sustituyendo la porción del relleno adyacente al muro por una gruesa capa de suelo no cohesivo relativamente grueso, como arena o grava. La capa debe ser tan gruesa como la profundidad de penetración de las heladas en esa zona. Esta capa se puede construir descargando pequeños volúmenes de arena o grava contra el muro a medida que se coloca el relleno.

Se puede impedir la acción perjudicial de las heladas cortando la fuente que suministra el agua a las lentes de hielo. Una capa de grava de 20 cm de espesor, con filtros y drenes, colocada debajo del relleno puede servir para eliminar la presión de agua en el relleno y también para impedir el levantamiento del suelo por las heladas.

Materiales para el relleno. El mejor material para el relleno es el rígido, de drenaje fácil y con un alto ángulo de fricción interna, para que produzca un empuje de tierra mínimo con el menor movimiento. En la tabla 8:3 se da una relación de los suelos según el Sistema Unificado, para su selección.

TABLA 8:3 RELLENOS PARA MUROS DE SOSTENIMIENTO DE TIERRAS

GW, SW, GP, SP	Excelente, relleno de fácil drenaje.
GM, GC, SM, SC	Bueno si se mantiene seco, pero requiere un buen drenaje. Puede estar expuesto a una ligera acción de las heladas.
ML	Satisfactorio si se mantiene seco, pero requiere un buen drenaje. Expuesto a helarse. No se debe tener en cuenta la cohesión al proyectar el muro.
CL, MH, OL	Malo. Debe mantenerse seco. Expuesto a helarse. La inclinación o movimiento del muro suele ser grande y progresiva, a menos que en el proyecto se use el empuje en reposo.
CH, OH	No se debe usar como relleno porque se expande.
Pt	No se debe usar.

Materiales artificiales como cenizas y escorias trituradas a veces hacen un buen relleno. Todos los rellenos no cohesivos son mejores cuando se compactan bien, porque el alto ángulo de fricción interna y la resistencia a la vibración compensan el mayor peso.

Si se coloca una cuña de relleno de arena, grava o escoria, por lo menos 50 por ciento más ancha que la cuña de falla, es posible proyectar el muro para el bajo empuje de un suelo no cohesivo, aunque el resto del relleno sea arcilla.

Proyecto de muros para el sostenimiento de tierras. El proyecto de un muro para el sostenimiento de tierras se basa en: los materiales disponibles, el aspecto exterior, el espacio libre requerido, las fuerzas que actúan y finalmente el costo. Los materiales para la construcción del muro son: piedra de cantería, concreto, concreto armado y tierra o piedra triturada. La selección se basa parcialmente en el aspecto exterior. Cuando se usan muros que forman parte de edificios revestidos de piedra o en áreas residenciales y parques, generalmente se emplea para su construcción la mampostería de piedra o de ladrillo. Los muros en áreas industriales o adyacentes a puentes y presas son generalmente de hormigón. El costo y la disponibilidad de los materiales y de la mano de obra son factores importantes en la selección del material del muro. En los Estados Unidos de América los trabajos de mampostería son costosos y requieren una mano de obra especializada; el concreto simple es fácil de trabajar, no se necesita acero, pero hay que emplear grandes cantidades de material; el concreto armado es económico en estructuras grandes, pero requiere una

fabricación cuidadosa del refuerzo de acero y de los moldes y un concreto de calidad uniforme.

El espacio es un factor importante en el proyecto del muro, ya que la función de un muro de sostenimiento de tierras es lograr mayor espacio disponible que el que se obtendría con el talud natural del terreno.

Además de ser un factor importante en la selección del material del muro, el aspecto exterior a menudo rige la forma del paramento exterior del muro. Los muros no deben proyectarse con el paramento exterior vertical, porque la inevitable ligera inclinación que siempre se produce dará al muro la apariencia de inestabilidad, aunque realmente sea completamente seguro; para evitar esto se recomienda dar al paramento exterior del muro una inclinación hacia adentro de por lo menos 1 horizontal a 10 vertical.

Los muros de gravedad (figuras 8.11 a 8.15) resisten el empuje de la tierra por su propio peso. Se construyen de piedra o de concreto, que son materiales que pueden resistir esfuerzos de compresión y cortante, pero muy poca tracción, de manera que el proyecto debe atender principalmente a evitar las tracciones. Las dimensiones tentativas son las siguientes: un espesor de 30 a 60 cm en la parte superior o coronamiento y el 40 por ciento de la altura como ancho de la base; estos son valores típicos de tanteo. Se toman secciones del muro en la base y en uno o dos niveles intermedios, y la resultante de todas las fuerzas que actúen por arriba de la sección considerada, que incluye la resultante del empuje de la tierra, el peso del muro y cualquier carga que actúe sobre la parte superior del muro, debe pasar dentro del tercio central de la sección para que no se produzca tracción.

En concreto armado se usan dos tipos de muros de sostenimiento de tierras: el muro en *voladizo* (figura 8.16a) y el muro con *contrafuertes* interiores o exteriores (figura 8.16b). El muro en voladizo se usa hasta alturas de 9 m y los muros con contrafuertes para alturas mayores de 8 m. El muro en voladizo es, estructuralmente, una viga ancha sobre la cual actúa el empuje de la tierra que aumenta uniformemente hasta llegar a un máximo en el punto de empotramiento de la viga. Se refuerza verticalmente para contrarrestar el momento flexionante y horizontalmente para evitar las grietas.

Los muros con contrafuertes consisten en una losa plana vertical soportada en los lados por los contrafuertes y en la base por la cimentación del muro. Corrientemente no se tiene en cuenta el apoyo de la losa en la cimentación del muro y se proyecta como si fuera una losa continua apoyada en los contrafuertes. Con objeto de proveer mayor espacio útil en el frente del muro, los contrafuertes se colocan en la parte posterior, esto aumenta el costo del muro porque los contrafuertes están en tracción y

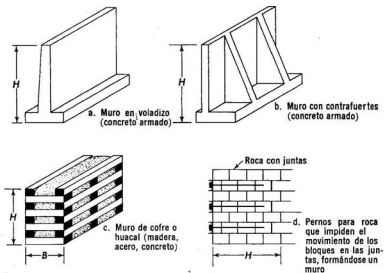


Fig. 8.16 Tipos de muros de sostenimiento de tierras.

requieren gran cantidad de refuerzo, pero por otra parte, es posible en general, que el muro tenga menor altura.

El muro de celosía (chiqueros o huacales) figura 8.16c, consiste en una serie de piezas rectangulares de troncos o madera labrada, vigas de concreto armado o de acero, rellenos de tierra o de roca. Puede ser vertical o inclinado hacia el relleno para dar mayor estabilidad. Las celosías son relativamente baratas y lo bastante flexibles para usarlas donde los asentamientos constituyan un serio problema. El muro de celosías es estructuralmente un muro de gravedad y se proyecta con el ancho suficiente para que la resultante caiga dentro del tercio central; además, la fuerza cortante en cualquier sección horizontal no debe exceder la resistencia al esfuerzo cortante del material de relleno.

Otro tipo de muros de gravedad son los formados por cestos de alambre tejido y rellenos con grava o piedra triturada llamados *gabiones*. En estos muros la estabilidad interna depende de la resistencia a esfuerzo cortante del relleno, y de la masa total la resistencia al empuje de la tierra.

Muros de sostenimiento para rocas. Los muros de sostenimiento de masas de roca sana no son en realidad muros de sostenimiento, sino muros de revestimiento que se construyen para proteger la roca de la meteorización o prevenir en ciertas áreas el desprendimiento de fragmentos de roca sueltos. También se emplean para reducir al mínimo la erosión de una

roca blanda en la base de un aliviadero de una presa o en el canal de desagüe de una planta hidráulica. El muro de revestimiento se ancla a la roca por medio de pernos para roca (ver sección 8:7) o barras de refuerzo que se fijan a la roca por medio de inyecciones de lechada de cemento.

Los muros para resistir el empuje de las masas de roca con juntas y planos de estratificación se proyectan de la misma manera que los que sostienen tierra, una vez calculado el empuje resultante.

Algunas veces la masa de roca funciona como un muro de gravedad soportándose a sí misma. Los bloques de roca que forman las juntas se unen entre sí por medio de barras de refuerzo o pernos para roca que se introducen a través de la propia masa de roca con planchas de asiento o vigas en la cara exterior, como se muestra en la figura 8.16d. Esto crea un cuerpo masivo que actuando como un muro de celosía o de gravedad resiste, por gravedad, el empuje del resto de la masa de roca. Este tipo de proyecto requiere un estudio detallado de la distribución de las juntas para que los bloques queden firmemente sujetos formando una unidad en la que no puedan separarse.

Cimentación de los muros de sostenimiento. Las cimentaciones defectuosas son una de las causas de las fallas de los muros de sostenimiento de tierras. No siempre se da, al proyectar la cimentación de un muro de sostenimiento, la debida consideración a la combinación de las fuerzas verticales y horizontales que ella soporta. Además, como se ha indicado anteriormente, la deflexión de la cimentación puede ser un factor de la mayor importancia en lo que a la magnitud del empuje de la tierra se refiere. Para lograr la mayor economía, el muro debe proyectarse usando el empuje activo, lo cual requiere cierto movimiento del mismo. A manera de contraste, un muro rígido sobre una cimentación indeformable debe resistir el empuje en reposo.

El proyecto de la cimentación capaz de resistir el empuje y las fuerzas verticales se estudia en los capítulos 9 y 10. En una cimentación por superficie o losa de cimentación se exige generalmente que la resultante del empuje y las cargas verticales, incluyendo el peso del muro y de la cimentación, caiga dentro del tercio central del ancho de la cimentación.

Si el muro se cimienta en roca o suelo muy duro debe comprobarse la seguridad al volcamiento. El momento del empuje con respecto al punto exterior e inferior de la cimentación debe ser resistido por el momento del peso del muro, de la cimentación y de cualquier fuerza vertical en el relleno. La relación entre el momento resistente y el momento de vuelco debe ser por lo menos de 1.5 (un factor de seguridad al volcamiento de 1.5).

Si el suelo para cimentar es muy poco resistente, el peso del muro más el relleno puede provocar una gran falla por cortante, que comprenda

tanto al muro como al relleno, figura 8.17a. Si sobre el relleno existen cargas tales como un ferrocarril o una estructura, el empuje contra el muro y la carga sobre la cimentación resultarán incrementados. Una *plataforma de descarga o alivio* apoyada en pilotes, figura 8.17b, puede soportar parte de la carga del relleno. Estas plataformas son particularmente útiles en la construcción de muelles, donde, por lo general, los suelos para cimentar son poco resistentes y las cargas sobre el relleno son tan altas como 5 t/m^2 . Los métodos para analizar la estabilidad total de la masa se estudian en el capítulo 11.

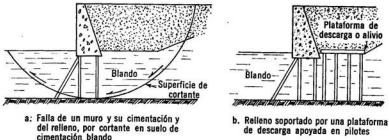


Fig. 8.17 Estabilidad total del muro.

8 : 5 ENTIBACION DE EXCAVACIONES (ADEMADO)

En muchas construcciones es necesario hacer excavaciones profundas antes de erigir la estructura. El planeamiento de la excavación se deja con frecuencia al superintendente de excavaciones o al operador de la pala. Sin embargo, cuando se realizan excavaciones costosas o que entrañan peligros para las vidas o propiedades colindantes, es necesario proyectar la entibación como cualquier otra estructura importante.

Como la excavación es un hueco que se hace en el suelo con un propósito específico, el proyecto de una excavación depende de dos factores: la naturaleza del suelo y las dimensiones de la excavación. En muchos casos el factor más importante es el tamaño de la excavación, que incluye la profundidad, el área, el volumen a excavar y el espacio que se requiere para el trabajo del equipo y para la estructura, dentro de la excavación. La resistencia del suelo y su facilidad para ser excavado, la profundidad del agua subterránea y la facilidad con que atraviesa el suelo, influyen tanto en el método para hacer la excavación como en el proyecto de la misma.

Las excavaciones abiertas son las que no requieren ademe para soportar el suelo o dominar el agua subterránea. El suelo se excava dándole

a los taludes de la excavación el mayor talud compatible con la estabilidad del mismo; corrientemente 1.5 horizontal a 1 vertical para suelos arenosos, aumentándolo hasta llegar a la vertical para excavaciones poco profundas en arcilla resistente o roca descompuesta. Los taludes generalmente se determinan por tanteo o por experiencia adquirida en suelos similares. Cuanto más profunda sea la excavación y más débil el suelo, menor inclinación deben tener los taludes de la excavación. En las excavaciones de gran profundidad y con taludes muy inclinados, el volumen de la excavación es mucho mayor del que realmente se necesita para la estructura; por consiguiente la excavación abierta se limita, generalmente, a los casos de suelos firmes, grandes áreas o pequeñas profundidades (menores de 6 m). Para el análisis de la estabilidad y para los taludes que se requieren en las excavaciones abiertas, véase el capítulo 11.

Entibación de las excavaciones. Cuando la excavación abierta es antieconómica o imposible de realizar, es necesario hacer ademes para soportar el suelo. Se han ideado muchos sistemas de entibación y algunos hasta han sido normalizados por organizaciones (como los contratistas de alcantarillados) que tienen que hacer muchos trabajos de excavación en zanjas. Infortunadamente, sin embargo, hasta los contratistas de excavaciones le dedican muy poco tiempo al proyecto de las entibaciones y el resultado ha sido un gran número de derrumbes. Casi todos los años perecen obreros aplastados por el colapso de entibaciones inadecuadamente proyectadas y esto ocurre aun en excavaciones poco profundas.

El tipo más simple de ademe es el de codales o puntales (figura 8.18*b*), que son maderos horizontales cuyos extremos se acuñan contra el suelo. Este sistema se emplea corrientemente en excavaciones poco profundas en suelos cohesivos que pueden mantenerse sin soporte por un corto tiempo. El codal colocado cerca de la superficie del terreno donde se hace la excavación impide que se produzcan tracciones en el suelo, lo que ocurre por arriba de la profundidad $z = 2c/\gamma$ y evita la formación de grietas de tracción (figura 8.18*a*) que provocarían el derrumbe de los lados de la excavación. Si es necesario colocar dos filas de codales deben acuñarse contra maderos verticales que se llaman estemples o vigas verticales.

Quando se necesita una entibación más completa, se pueden emplear estos métodos:

1. Tablestacas verticales.
2. Tableros horizontales.
3. Muros construidos "in situ".

Quando el suelo es muy blando y fluido, el método que debe emplearse, que ha sido consagrado por el tiempo, es el de tablestacas verticales, como se muestra en la figura 8.18*c*. Se hincan tablestacas verticales de madera

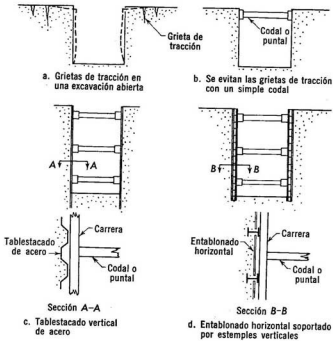


Fig. 8.18 Métodos de entibación de una excavación.

o de acero a lo largo de la línea de excavación antes de realizar ésta. A medida que se ejecuta la excavación se van colocando miembros horizontales que se llaman polines o *carreras*, a lo largo de la parte interior de las tablestacas y se arriostran a los codales.

Si la profundidad de la excavación es mayor que la longitud de la tablestaca, se hince una segunda fila de tablestacas en la parte interior de la primera, después que la excavación haya llegado cerca del extremo inferior de la primera fila.

Cuando el suelo no es fluido se puede emplear el sistema de tableros horizontales (figura 8.18d). Si los frentes de la excavación se pueden mantener sin soporte durante varias horas, se hace la excavación y después se colocan los *tableros* horizontales contra el suelo. Estos tableros se sostienen por medio de vigas verticales que, a su vez, son soportadas por los puntales. Si es necesario soportar los paramentos de la excavación en todo momento, pero el suelo no es fluido, las vigas verticales que se usan son perfiles de acero de ala ancha que se hincan en el suelo y los tableros se colocan entre las alas de las vigas verticales, acunándolos fuertemente

contra el suelo para evitar movimientos excesivos. Las vigas verticales se soportan por un sistema de carreras y codales de la misma manera que las tablestacas verticales. Donde existan obstrucciones que impidan la hincada de tablestacas, o donde el choque y vibraciones producidas por dicha hincada sean objetables, se construyen "in situ" muros de sostenimiento de concreto. Un tipo de muro consiste en cilindros de hormigón que se traslapan, figura 8.19a. Estos cilindros se pueden construir de dos maneras, según la resistencia del suelo y el nivel del agua subterránea. En el caso de arcillas firmes y sobre el nivel freático, se perfora el suelo con una barrena para hacer un agujero de 40 cm o más de diámetro, se coloca en dicho agujero la jaula formada por el refuerzo y seguidamente se vierte el concreto. En el caso de suelos menos estables, también se perfora el suelo, pero se mantiene el agujero relleno con el propio suelo o con lodo durante la perforación. Posteriormente se inyecta un mortero de cemento, a través del vástago hueco de la barrena, partiendo del fondo del agujero hacia arriba y a medida que se extrae la barrena, de manera que el mortero

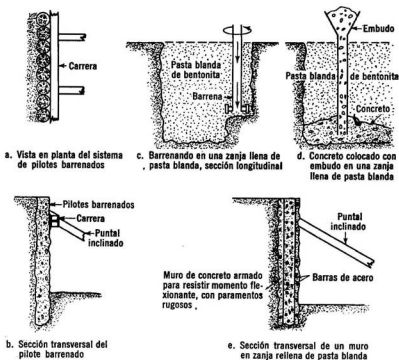


Fig. 8.19 Muros de entibación de concreto moldeado en el lugar.

vaya reemplazando al suelo para que no queden las paredes del agujero sin soporte en ningún momento. (El mismo método se aplica a las cimentaciones que se describen en el capítulo 10.) El refuerzo de acero se coloca forzándolo hacia abajo a través del mortero; desde luego su colocación nunca es muy exacta. Posteriormente se colocan los largueros que sean necesarios para soportar el muro de cilindros.

Un segundo método consiste en excavar una zanja que se mantiene rellena de una pasta blanda de arcilla y agua, que soporta el suelo durante la excavación y posteriormente. Esta *zanja rellena de pasta de arcilla* se excava en tramos cortos, de 2 m a 6 m de longitud, y de 1 m a 1.5 m de ancho, empleando distintos métodos de perforación o excavación, de acuerdo con el equipo patentado que se use. Lo esencial de este procedimiento es que la excavación se mantiene rellena de una mezcla viscosa de agua, arcilla (por lo general bentonita) y suelo, que soporta la tierra por la presión de esa mezcla fluida. La grava y hasta los boleos se pueden extraer empleando cucharones especiales y la arena se puede extraer por bombeo de lodo circulante. Una vez terminada la excavación, la jaula del refuerzo, que se ha prefabricado, se coloca a través de la pasta fluida, fijándola en posición por medio de rolletes o tacos, contra las paredes de la excavación. El concreto se coloca en la excavación de abajo hacia arriba por medio de un embudo, con lo cual se va desplazando la pasta blanda de arcilla que se recoge y almacena para usarla nuevamente. Este tipo de muro de 1.50 m de espesor se ha construido en excavaciones hasta de 30 m de profundidad en diferentes suelos. El muro así construido es generalmente lo bastante uniforme para que sirva de forma al muro permanente y, algunas veces, puede ser él mismo el muro permanente, colocándole un delgado revestimiento.

Sistemas de soporte en la entibación. En las excavaciones de muy poca profundidad no se emplean codales o puntales, sino que el tablestacado, los pilotes o vigas verticales o los muros construidos "in situ" se usan como elementos estructurales en voladizo. En excavaciones de más de 3 m de profundidad se emplea algún sistema de soporte, figura 8.20.

En excavaciones estrechas como las zanjas y en excavaciones para pequeños edificios, el soporte puede consistir en columnas horizontales o codales, figuras 8.18*b*, *c*, 8.20*a*, *b*. Si la excavación es ancha el sistema de soporte se arriestra vertical y horizontalmente, con objeto de reducir la esbeltez ($1/r$) del puntal y para reducir el pandeo del mismo, si el equipo con que se realiza la excavación lo golpeará. Algunas veces a los codales y soportes verticales se les unen miembros diagonales en el plano vertical para formar verdaderas armaduras. De esta manera los puntales superiores se pueden usar para soportar los equipos de construcción y el fondo de la excavación queda libre de obstrucciones.

Cuando el ancho de la excavación es varias veces mayor que la profundidad, el sistema de codales que cruza el área de excavación obstruye el lugar; en este caso es conveniente usar un sistema de *puntales inclinados*, figura 8.20c. Se hace la excavación hasta la profundidad especificada, solamente en el centro del área a excavar, dejando bancos en talud para soportar el tablestacado o los pilotes verticales, como se indica en línea de puntos en la figura 8.20c. Se colocan entonces los largueros y los pun-

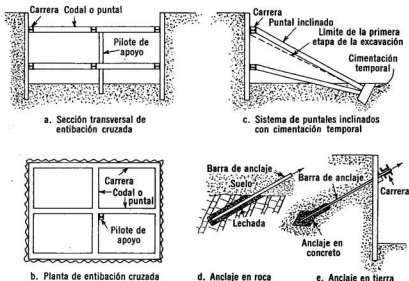


Fig. 8.20 Sistemas de apoyo de la entibación.

tales inclinados que reaccionarán contra una cimentación especial construida con ese objeto o contra una parte de la cimentación permanente de la estructura, que se haya terminado. El segundo paso es hacer la excavación del banco hasta el nivel del segundo larguero y puntal inclinado, procediendo acto seguido a la colocación de ambos. Si el suelo es tan débil que requiere taludes muy inclinados, los puntales inclinados se colocarán en zanjas, dejando sin excavar la parte del banco entre las zanjas. A los puntales inclinados no se les da generalmente una pendiente mayor de 35° , con objeto de reducir al mínimo la componente hacia arriba de la reacción del puntal contra las tablestacas o pilotes verticales.

Los anclajes o *retenidas*, figura 8.20d, eliminan las obstrucciones que son inherentes a los sistemas de codales o de puntales inclinados. El sistema consiste en la colocación de barras que se extienden hasta bien atrás de

cualquier superficie de falla potencial y dentro de una masa de suelo firme no alterado o roca. Se han empleado varios sistemas; unos utilizan cables de alto límite elástico, que se fijan en la roca por medio de inyecciones de cemento y después se preesfuerzan contra el larguero; otros utilizan barras de refuerzo de acero corriente. El proyecto y construcción de los anclajes se estudia en el capítulo 10.

Proyecto del sistema de entibación. Un sistema de entibación es una estructura provisional que generalmente se quita cuando se ha terminado el trabajo. En realidad es un cierre que se hace alrededor del lugar donde se va a construir para evitar que el agua y el suelo penetren y poder realizar los trabajos en seco; por eso algunas veces se le llama *ataguía*, aunque este término se emplea más corrientemente a cierres o presas temporales en aguas abiertas. Como en la mayoría de los casos la seguridad, la facilidad de construcción y la conveniencia, son las consideraciones más importantes y no la economía de materiales, rara vez está justificado un método refinado de cálculo. Sin embargo, es necesario conocer la naturaleza de los empujes de la tierra contra las entibaciones aun para un cálculo aproximado.

Deformación y empuje. El empuje que la tierra ejerce contra un ademe depende del tipo de suelo y de la magnitud de la deformación o cedencia de la entibación. Contrariamente a lo que sucede con los muros de sostenimiento de tierras, que son estructuras rígidas contra las cuales se coloca la tierra después que han sido construídos, el sistema de entibación es algo flexible y tiene que soportar la tierra a medida que se le construye. El resultado es una deformación irregular y una variación errática del empuje de la tierra con la profundidad, que no puede calcularse sólo teóricamente.

La excavación cambia drásticamente los esfuerzos que existían, antes de la excavación, en un elemento de suelo inalterado, figura 8.21a. El esfuerzo lateral, σ_h , se reduce y el elemento de suelo se comba hacia afuera y descende verticalmente. El efecto combinado es una combadura en la parte inferior del banco y un asentamiento en la parte superior, como se muestra en la figura 8.21a. Cerca de la superficie, el suelo está en tracción debido a los movimientos hacia afuera y hacia abajo y se pueden formar grietas de tracción. Es característico que las grietas se formen a una distancia del borde superior entre 0.4 y 0.7 de la altura H , del paramento. Las primeras grietas aparecen muy cerca del borde superior, alejándose progresivamente las subsiguientes.

El sistema de entibación de la excavación restringe la elástica, mantiene las grietas cerradas y reduce al mínimo el asentamiento o hundimiento de la superficie. Si el sistema de entibación es tan rígido que no permite deformación alguna, el empuje de las tierras que se producirá será el

correspondiente al estado de reposo, figura 8.21*c*. Pero el sistema generalmente se deforma, lo cual altera el empuje total y la distribución del mismo. La excavación hasta el nivel del primer soporte permite que la entibación se incline, figura 8.21*b*, y el empuje se acerca al estado activo, figura 8.21*c*. El primer soporte evita una apreciable deformación adicional en ese punto. Las excavaciones más profundas permiten que el sistema de entibación se deforme por debajo del soporte, haciendo que el empuje se reduzca. La presión en el soporte aumenta proporcionalmente, porque la carga de la zona deformada ha sido transferida al soporte por esfuerzo cortante horizontal. En el fondo de la excavación el suelo no se puede deformar porque lo impide el esfuerzo cortante horizontal dentro de la masa y, por tanto, el empuje contra la entibación se reduce.

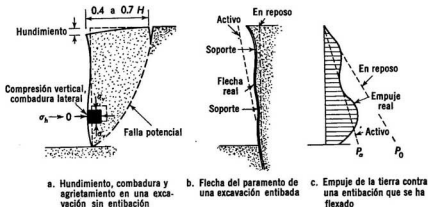


Fig. 8.21 Deformación y empuje implicados en un sistema de entibación.

El diagrama de la presión de la tierra es irregular. El empuje resultante es algo mayor que el correspondiente al estado activo y su punto de aplicación está más arriba del tercio de la altura, que es el que corresponde al empuje resultante en un suelo no cohesivo. Partiendo de las mediciones de las presiones en los codales y de los momentos flexionantes en las tablas-tacas o pilotes verticales, hechas en ademes contruados, se ha podido calcular la forma y magnitud del empuje, que concuerda con el diagrama que se muestra en la figura 8.21*c*. La verdadera presión, sin embargo, variará considerablemente de un punto a otro debido a las diferencias en la secuencia de la construcción y a los desplazamientos del sistema de soporte.

El procedimiento general que se sigue para calcular el empuje de la tierra para el proyecto de una entibación, es hallar la resultante del empuje activo (o de reposo, si el sistema de entibación es muy rígido) y aumentar empíricamente el valor de la misma, ya que el sistema de entibación no permite la total deformación requerida para que se produzca el estado activo (o disminuirla, si el proyecto se basa en el estado de reposo). Esta resultante se redistribuye para formar un diagrama simplificado del empuje, figuras 8.22 y 8.23. Tanto el aumento de la resultante del empuje sobre la correspondiente al empuje activo, como la distribución del mismo, están basados en los empujes deducidos de mediciones hechas en sistemas de entibación similares, de tamaño natural.

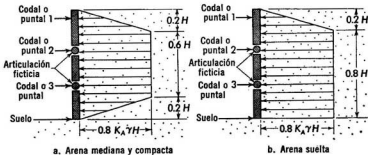


Fig. 8.22 Empujes para el proyecto de una entibación de arena. Para calcular la carga en los puntales se supone que los miembros verticales están articulados en cada codal, excepto el superior. (Tomado de Terzaghi and Peck 8:7.)

Ademes en arena. Durante la construcción del ferrocarril subterráneo de Berlín, Alemania, se desarrolló un método semiempírico, para aproximarse a los valores que se obtuvieron midiendo los empujes de la tierra contra las entibaciones de excavaciones en arena compacta. Un diagrama trapecial de la presión (figura 8.22a) representa muy aproximadamente el verdadero empuje de la tierra y es compatible con la teoría.^{8:1} El empuje resultante del trapecio supuesto es 28 por ciento mayor que el del empuje activo. Para arena suelta se ha sugerido un diagrama de empuje similar (figura 8.22b). El empuje resultante es, en este caso, 44 por ciento mayor que el que corresponde al estado activo.

Se han propuesto otros diagramas simplificados de empujes, que incluyen rectángulos y triángulos. Las diferencias entre estos diagramas dan idea de la amplitud de la variabilidad de las presiones reales.

Para el proyecto de la entibación se supone que la presión trapecial actúa en cada sección vertical de la entibación. La carga en los codales

se puede calcular suponiendo que los miembros verticales están articulados en cada codal excepto en el superior y soportados por una fuerza concentrada en el fondo de la excavación. Los momentos en los miembros verticales se pueden calcular suponiendo que actúan como vigas simplemente apoyadas en las supuestas articulaciones. Los miembros sometidos a momento flexionante solamente, se proyectan, corrientemente, aumentando el coeficiente de trabajo en un 25 por ciento, ya que la entibación es una estructura temporal y que una flexión excesiva se puede corregir, por lo general, mucho antes de que ocurra una falla. Por el contrario, se debe usar un alto factor de seguridad con respecto al pandeo de los puntales, ya que éstos se dañan ocasionalmente debido a una instalación descuidada o a su uso continuado y porque el pandeo, al revés de la flexión, ocurre bruscamente y puede precipitar una reacción en cadena, de fallas por pandeo. En el proyecto de codales de acero se emplea el esfuerzo a compresión permisible que se acostumbra a usar en las fórmulas de columnas y en las de madera dos tercios del esfuerzo de compresión usual. Los puntales deben arriostrarse cuidadosamente para evitar los daños que puedan producirse por los impactos de los equipos de construcción. En su proyecto debe incluirse el momento flexionante producido por su propio peso. Todas las uniones deben reforzarse para evitar fallas locales.

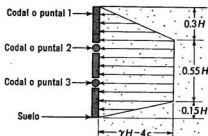


Fig. 8.23 Presiones de proyecto de un ademe en arcilla de blanda a firme. Para calcular la carga en los codales se supone que los miembros verticales están articulados en cada codal, excepto el superior. (Tomado de Terzaghi and Peck 8:7.)

Ademes en arcilla. Durante la construcción del ferrocarril subterráneo de Chicago, E. U. de A., se hicieron mediciones de las presiones de la arcilla en las entibaciones de las excavaciones y basándose en esas mediciones se hizo un diagrama empírico de las mismas (figura 8.23) para proyectar las entibaciones.^{8:8} Es similar al diagrama para la arena compacta. El empuje resultante es 55 por ciento mayor que el que se produciría en el estado activo. Este diagrama de presiones se aplica a las arcillas

inorgánicas de plasticidad media como son las que se encuentran en el área de Chicago y pudiera aplicarse a otros casos, pero con precaución. Para arcillas blandas se debe aplicar el empuje en reposo con un K_0 de 0.6 a 0.8. Los codales y los otros miembros se proyectan de la misma manera que para las entibaciones de arenas.

Ademes en arcilla parcialmente saturada. En las arcillas parcialmente saturadas y en otros suelos similares que tienen alguna cohesión, el cálculo de las presiones en la entibación es dificultoso. Los valores máximos serían los del estado de reposo y los mínimos los del estado activo. Como es dudoso que la totalidad de la cohesión actúe por un largo período de tiempo, la resultante del empuje activo debiera calcularse despreciando la zona de tracción. La fuerza resultante cae entre las resultantes de los estados activo y de reposo. Para el proyecto la presión se distribuye en forma trapecial, similar al de la figura 8.22a, de manera que la resultante es igual al promedio de las resultantes correspondientes al estado activo y al estado de reposo.

La flecha y su regulación. Las presiones que se recomiendan para el proyecto de un sistema de entibación suponen que ésta se mueve lo suficiente para movilizar una parte substancial de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, de manera que el empuje resultante se acerque al que se produce en el estado activo. El movimiento necesario proviene de la deformación del sistema de entibación, esto es de la flexión de las tablas, de los pilotes verticales, los tableros horizontales y los largueros, del acortamiento de los puntales inclinados, del reajuste de las uniones de los elementos estructurales y del desplazamiento de los soportes de los puntales inclinados.

Los movimientos típicos de los sistemas son frecuentemente mayores que los necesarios para establecer la distribución de presiones con que se proyecta el sistema de entibación, aunque no lo suficientemente uniformes para que se produzca la distribución correspondiente al estado activo. Los movimientos no regulados son tan grandes como el 1 ó 1-½ por ciento de la profundidad de la excavación. Como resultado del movimiento de la entibación, la superficie del suelo adyacente a la misma, y aún más allá de la zona de cortante se ensancha, el pavimento se agrieta y las estructuras se deterioran. Al mismo tiempo la superficie del suelo en esa zona se hunde, como se muestra en la figura 8.21a.^{8:9, 8:10}

La flecha o desviación se puede reducir preesforzando los puntales. No se podrá impedir completamente el movimiento, pero se reducirá el total de la masa de suelo. Si la fuerza del preesfuerzo es equivalente a la presión que se utilizó en el proyecto del ademe, la flecha típica de la masa estarían entre ¼ y ½ por ciento de la profundidad de la excavación, análoga a la que se requiere para que se produzca el empuje activo.

Es técnicamente posible aunque no siempre práctico) impedir todo movimiento. Para lograr esto, los miembros estructurales sometidos a flexión deben proyectarse para una flecha límite. En este caso el sistema de entibación se basa en la presión en reposo y los codales o miembros de soporte se preesfuerzan de acuerdo con esa magnitud del empuje.

Estabilidad del fondo de la excavación. Cuando el fondo de la excavación es de arcilla blanda, hay peligro de que se produzca una falla por cedencia del suelo hacia arriba. El peso del suelo colindante con la excavación se apoya en el estrato de suelo que está al nivel del fondo de la excavación y si la capacidad de carga de ese suelo no es capaz de soportar dicho peso, se producirá una falla. La zona de falla se determina, aproximadamente, dibujando una línea a 45° desde una esquina del fondo de la excavación y uniéndola a un arco de círculo cuyo centro está en la esquina opuesta del fondo de la excavación, como en la figura 8.24. La zona de suelo que contribuye a la falla tiene, en este caso, un

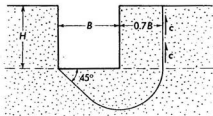


Fig. 8.24 Estabilidad del fondo de una excavación en arcilla blanda.

ancho de 0.7 veces el ancho de la excavación. La fuerza hacia abajo de esta masa de suelo está reducida por el esfuerzo cortante en el plano que limita la masa de suelo, de manera que la fuerza vertical efectiva por metro de longitud de excavación es $Q = 0.7B\gamma H - cH$. La presión por metro cuadrado es $q = \gamma H - cH/0.7B$. Como la capacidad de sustentación de la arcilla es, aproximadamente, $q_0 = 5c$ (ver capítulo 9) el factor de seguridad FS , del fondo de la excavación se puede expresar por la relación:

$$SF = \frac{5c}{\gamma H - cH/0.7B} \quad (8:20)$$

Se debe usar un factor de seguridad no menor de 1.5. Si el tablestacado se extiende por debajo del fondo de la excavación, la carga efectiva se reduce por la resistencia a esfuerzo cortante a ambos lados de la parte del tablestacado embebida en el suelo.

Los fondos de excavaciones en arena son generalmente estables, siempre que el nivel del agua dentro de la excavación no sea más bajo que el nivel del agua subterránea fuera de la excavación. Tan pronto como se baje por bombeo el nivel del agua interior se produce una filtración de agua hacia arriba y si la diferencia de nivel de las aguas es excesiva, el fondo se levantará haciéndose la arena movediza y agitándose. La erosión por filtración puede causar el hundimiento de las estructuras colindantes. El análisis del efecto de las filtraciones en la estabilidad se trató en las secciones 4:2 y 4:3.

Pérdida de tierra. Tanto la deformación de la entibación como el levantamiento del fondo de la excavación van acompañados del hundimiento del suelo colindante con la excavación; a esto se llama *pérdida de tierra*. Mientras que en muchos casos un hundimiento moderado no tiene consecuencias, en otros, hasta un ligero movimiento del suelo puede producir daños en los edificios colindantes. En algunos casos la pérdida de tierra se produce por la fuga de la arena en estado movedizo, debido a esfuerzos neutros excesivos; en otros se puede producir por la lenta fluencia plástica de arcillas que son, por otra parte, lo bastante fuertes como para mantenerse en una excavación abierta sin entibación.

Antes de comenzar una excavación que pueda causar daños a las estructuras colindantes, se debe hacer una inspección para determinar el estado en que se encuentran esas estructuras. Se debe hacer una relación de la situación, elevación y tamaño de las grietas del edificio y tomarse fotografías de las mismas, lo que puede ayudar mucho para evitar molestias y pleitos que surgen durante los trabajos de excavación.

Durante la construcción deben hacerse nivelaciones de puntos colindantes con la excavación para comprobar la posibilidad de hundimientos que pudieran pasar inadvertidos, debido al ruido y confusión que usualmente existen dentro de las excavaciones. El punto de referencia para las nivelaciones debe situarse bastante lejos de la excavación para que no sea afectado por los hundimientos, pues en caso contrario las lecturas de la nivelación serían erróneas. Una distancia por lo menos de cinco veces la profundidad de la excavación suele ser suficiente.

Si el hundimiento es producido por deformación, se puede corregir apretando el ademe o forzándolo contra el suelo. Si el fondo de la excavación se levanta, se puede impedir que esto continúe hincando más profundamente las tablestacas y cargando la parte del fondo de la excavación donde no esté trabajando por el momento; esta carga pueden ser desechos de la propia excavación o pilas de arena. Si la causa es la fluencia del suelo en una excavación sin entibación, el correctivo es construir el ademe. Si la causa es el corrimiento de la arena, lo aconsejable es drenar para reducir el esfuerzo neutro o hacer una entibación estanca.

8:6 MAMPAROS O TABLESTACADOS ANCLADOS

Un *mamparo* o *tablestacado anclado* es una forma especial de muro de sostenimiento de tierras hecho con tablestacas, que se usa ampliamente en las construcciones en riberas. Como estos mamparos se construyen desde la superficie hacia abajo hincando las tablestacas, resultan apropiados en los lugares en que el nivel del agua es tan alto o el suelo inmediatamente debajo tan blando, que el costo de un muro de sostenimiento de tierras, de piedra o de concreto, sería prohibitivo.

Construcción de mamparos o tablestacados anclados. Los elementos que constituyen un mamparo anclado se indican en la figura 8.25a. El muro lo forman tablestacas interconectadas. Cuando el muro es de poca altura a veces se usan tableros de madera creosotada. Cuando los mamparos están expuestos al agua del mar, algunas veces se emplean tablestacas de hormigón, debido a su resistencia a la corrosión (frecuentemente de hormigón pretensado) de 15 a 20 cm de espesor y de 30 a 75 cm de ancho. El concreto debe ser denso y sin oquedades para que la protección del acero sea efectiva. Las tablestacas de acero son las que más se usan porque son fáciles de manipular e hincar. Es conveniente protegerlas contra la corrosión, especialmente en agua salada, con pinturas o por métodos electroquímicos (protección catódica).

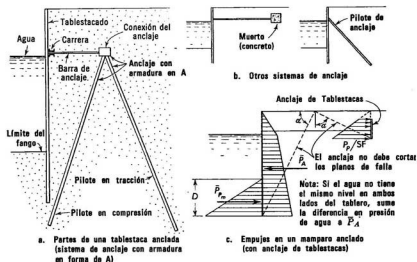


Fig. 8.25 Mamparo o tablestacado anclado.

Las tablestacas se hincan en el terreno para proporcionarles un soporte lateral en el fondo. El extremo superior está soportado por el sistema de anclaje, que consiste en la *carrera*, la *barra de anclaje* o *tirante* y el *anclaje*. La carrera es una viga continua formada generalmente por dos canales u otro perfil que une todas las tablestacas entre sí y transmite la carga a las barras de anclaje; lo más sencillo es colocar las carreras en la parte exterior de las tablestacas. Sin embargo, como en esa situación pudieran ser dañadas por los barcos, muy a menudo se colocan en la parte interior. La barra de anclaje o tirante conecta la carrera al anclaje, tiene rosca y tuerca en el extremo junto a la tablestaca o un torniquete de madera que pueda variarse la longitud de la barra y alinear las tablestacas después de colocadas. El anclaje puede tomar muchas formas, como se indica en la figura 8.25. El *muerto* formado por una masa de concreto y el muerto de tablestacas, se emplean cuando el suelo es suficientemente fuerte y hay amplio espacio; la armazón en forma de A y un solo pilote inclinado se emplean cuando el espacio es limitado o cuando el suelo superior es débil.

Dos son los métodos que se siguen, en general, para la construcción de los mamparos anclados. Cuando el mamparo se construye en aguas abiertas y después se coloca el relleno detrás, se le llama *mamparo relleno*; en el caso que se construya en terreno natural y después se drague la tierra situada en el frente, se le llama *mamparo dragado*.

La carrera y la barra de anclaje se colocan corrientemente lo más bajo posible con objeto de reducir el momento flexionante en las tablestacas, aunque no por debajo del nivel inferior de las aguas, pues el costo de instalación se haría excesivo.

Proyecto de mamparos o tablestacados.^{8:11, 8:12, 8:13, 8:14} Las fuerzas que actúan contra un mamparo se indican en la figura 8.25c. La parte interior de las tablestacas soporta el empuje activo de la tierra, que es resistido por la carrera y el anclaje colocados cerca de la parte superior y por el empuje pasivo de la tierra distribuido en la parte exterior e inferior del tablestacado en el fondo. A esta condición se le llama de *soporte de tierra libre*, porque la parte de las tablestacas introducidas en el suelo puede girar libremente cuando el tramo no soportado de las mismas se flexiona hacia afuera por efecto del empuje de la tierra. Si las tablestacas penetran profundamente en un suelo resistente no pueden girar y a esta condición se le llama *soporte de tierra fijo*. El análisis que se expone más abajo es el de soporte libre, que es apropiado para muchos proyectos; el de soporte fijo, que es más complejo, se puede encontrar en otros textos.^{8:14}

La presión que actúa contra la cara interior del mamparo es esencialmente la que corresponde al estado activo efectivo de la tierra. Aunque

la distribución de presiones está probablemente alterada por el efecto del arco, como se indica en la figura 8.9c, la magnitud y el punto de aplicación de la resultante P'_A , no sufren cambios tan grandes que puedan afectar el análisis.

Además del empuje de la tierra puede haber diferencia en la presión del agua en ambos lados del tablestacado, producida por las mareas o por las infiltraciones de agua de lluvia. Esta carga desbalanceada puede producir también una reducción en el empuje pasivo en la zona de empotramiento. Algunas veces se hacen perforaciones en las tablestacas para equilibrar las presiones, pero esto puede provocar erosión en el relleno.

La profundidad de empotramiento se determina por el empuje pasivo que se requiere para soportar la parte inferior de las tablestacas. La resultante del empuje pasivo efectivo P'_P , se divide por el factor de seguridad, corrientemente 2 ó 3, para obtener la resistencia *movilizada* o resistencia de *trabajo* P'_{Pm} . La profundidad de empotramiento, D , se halla haciendo igual a cero la suma algebraica de los momentos de la resultante del empuje activo y la resultante del empuje pasivo movilizado.

La reacción por metro en la carrera es igual a la diferencia entre la resultante del empuje activo y la resultante del empuje pasivo movilizado. La carrera se proyecta como una viga con carga uniforme soportada en las barras de anclaje. La fuerza de tracción en la barra de anclaje se determina por la carga acumulada en la carrera. La barra de anclaje se proyecta conservadoramente, porque la corrosión y otros daños físicos pueden reducir su resistencia.

Los momentos flexionantes en las tablestacas se calculan teniendo en cuenta la forma de distribución de las cargas (figura 8.25c). Los esfuerzos de trabajo para el proyecto de los tablestacados, en lo que a flexión se refiere, son generalmente de 10 al 20 por ciento mayores que los que se usan para otras estructuras, porque los momentos flexionantes reales, debido al efecto de arco, son menores que los calculados.

El muerto de anclaje es esencialmente un segundo muro en el que actúa el empuje pasivo en la cara anterior. El empuje pasivo de trabajo que se toma es un tercio o un medio del valor máximo. El muerto de anclaje y el mamparo deben estar separados lo suficiente para que sus zonas de esfuerzo cortante no se interfieran. La carrera del anclaje debe situarse a la profundidad a que actúa la resultante del empuje pasivo, lo que obliga, algunas veces, a colocar inclinadas las barras de anclaje. Si se emplea un muerto de concreto, su rozamiento con el suelo inferior es una resistencia que se suma. El anclaje formado por una armazón de pilotes en forma de A se proyecta suponiendo que las cabezas y puntas de los pilotes están articuladas. Todos los sistemas de anclaje deben ser estructuralmente flexibles de manera que el giro y la deformación de las

tablestacas o del anclaje no produzcan esfuerzos secundarios que provoquen fallas.

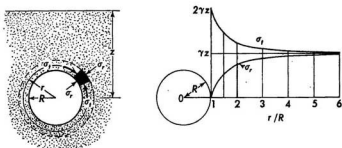
La mayoría de los fracasos en los mamparos se deben a insuficiente penetración de las tablestacas o resistencia deficiente del anclaje o uniones estructurales deficientes, por lo tanto, debe dársele especial atención a estas partes del proyecto.^{8:9}

8:7 ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS

Las estructuras subterráneas tales como alcantarillas, tubos de agua y alcantarillado, túneles y cámaras como las de las plantas de energía, deben soportar tanto el empuje horizontal como la presión vertical ejercidos por el suelo o la roca. Los análisis son similares a los empleados en el caso de empujes horizontales solamente; las condiciones en los bordes pueden ser valuadas por ajustes empíricos basados en la experiencia.

Estado elástico. El estado de reposo en una masa de suelo o roca a nivel, se expuso en la sección 8:1. Las presiones verticales se definieron por las ecuaciones 8:1a y 8:1b. Si la estructura subterránea pudiera construirse haciendo la excavación de la abertura y reemplazando inmediatamente el material extraído por una estructura perfectamente rígida de exactamente las mismas dimensiones de la abertura, la masa se mantendría en el mismo estado de reposo de equilibrio elástico, figuras 8.1, 8.2.

Aunque es físicamente posible construir semejante estructura, es mucho más probable que la masa se deforme y cambien los esfuerzos en la proximidad de la abertura. Un análisis aproximado, para el caso de un túnel circular sin revestimiento, de radio R , a una gran profundidad z , ha sido resuelto por Kerisel, figura 8.26, suponiendo $K_0 = 1$.^{8:15} Los esfuerzos se



a. Esfuerzos radial y tangencial alrededor de un túnel b. Variación de los esfuerzos radial y tangencial con relación a la distancia del centro del túnel

Fig. 8.26 Esfuerzos alrededor de un túnel sin revestimiento; estado elástico.

expresan en coordenadas cilíndricas; σ_r , el esfuerzo normal radial y σ_τ , el esfuerzo normal tangencial, teniendo como origen de coordenadas el centro del túnel, valen:

$$\sigma_r = \gamma z \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right), \quad (8:21a)$$

$$\sigma_\tau = \gamma z \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right). \quad (8:21b)$$

En el borde de la abertura el esfuerzo radial es 0, y el esfuerzo de compresión en el anillo más profundo del material que rodea el túnel es $2\gamma z$. Si el esfuerzo tangencial, σ_τ es menor que la resistencia a compresión del material, el túnel se sostendrá sin revestimiento, aproximándose los esfuerzos al equilibrio elástico; si no, se producirá un estado de equilibrio plástico.

Se han analizado casos más complejos de equilibrio elástico y se pueden estudiar en las referencias que se dan, especialmente en la 8:16. Además, modelos bidimensionales y el método de aproximación de elementos finitos se han utilizado para resolver problemas en que las formas son más complejas.

Análisis plástico de los esfuerzos. Un análisis de las presiones producidas en el estado de equilibrio plástico en la proximidad de la estructura subterránea depende de los desplazamientos a lo largo de las superficies con contacto suelo-estructura que define la extensión de la zona de esfuerzo cortante. Terzaghi^{8:12} elaboró una solución aproximada para las presiones vertical y horizontal basada en el modelo simplificado de esfuerzo cortante propuesto por Marston y Spangler^{8:17} para calcular la carga en los tubos colocados en zanjas. Aunque los verdaderos modelos de distribución de esfuerzo cortante son diferentes, pues dependen del desplazamiento de las superficies con contacto suelo-estructura, las presiones calculadas y los factores significativos definidos por este enfoque, son, sin embargo, útiles para resolver muchos problemas.

La zona de esfuerzo cortante en una zanja de ancho B se indica en la figura 8:27a. La zanja está llena de suelo por arriba de una superficie a nivel de una estructura a la profundidad H . La estructura y el suelo situado arriba de la propia estructura se mueven hacia abajo, de manera que se desarrolla esfuerzo cortante entre el suelo de la zanja y la masa del suelo adyacente. Si el esfuerzo cortante que se origina es igual a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, el equilibrio de un prisma de suelo a la profundidad z se puede expresar en términos de su peso dW , de la presión vertical de la tierra en las superficies superior e inferior del prisma y de la resistencia al esfuerzo cortante producida por el empuje de la tierra $K\sigma_z$.

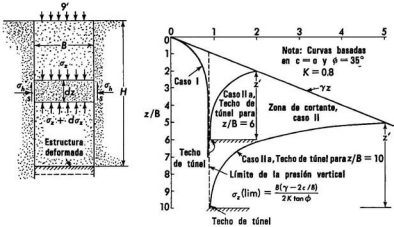


Fig. 8.27 Zona plástica en una zanja arriba de una estructura que se deforma y esfuerzos verticales sobre el techo de la estructura.

$$dW = \gamma B dz$$

$$dW + B\sigma_z = B(\sigma_z + d\sigma_z) + 2s dz$$

$$s = c + p \tan \varphi$$

$$\gamma B dz + B\sigma_z = B\sigma_z + B d\sigma_z + 2c dz + 2(\sigma_z K \tan \varphi) dz$$

$$\frac{dz}{d\sigma} = \frac{\gamma - 2c}{B} \quad (\text{si } \varphi = 0).$$

En la superficie superior $z = 0$ y el esfuerzo vertical es igual a cualquier sobrecarga q' que exista. Resolviendo la ecuación diferencial con las condiciones fijadas por estos límites, la presión vertical de la tierra σ_z es:

$$\sigma_z = \frac{B(\gamma - 2c/B)}{2K \tan \varphi} (1 - e^{-2K(z/B) \tan \varphi} + q' e^{-2K(z/B) \tan \varphi}) \quad (8:22a)$$

$$\sigma_z = (\gamma - 2c/B)z + q' \quad (\text{si } \varphi = 0). \quad (8:22b)$$

La significación de las ecuaciones (8:22a) y (b) se ilustra en los ejemplos 8:1 y 8:2.

En el caso I se coloca el relleno sobre una estructura que se flexiona o que se asienta en una zanja de poca profundidad y en el caso II se rellena primero una zanja profunda y después se coloca la estructura haciendo un túnel.

Ejemplo 8:1

Caso I: Relleno sobre la estructura. Para el caso I suponga una zanja de ancho B y ninguna sobrecarga. Las propiedades del suelo son $c = 0$, $\varphi = 35^\circ$ y $K = K_0 = 0.8$. La presión vertical se dibuja en forma adimensional, $\frac{\sigma_z}{\gamma B}$ y la profundidad en términos de z/B . El esfuerzo vertical, figura 8.27b, aumenta inicialmente con la profundidad a razón de $\sigma_z = \gamma z$. La proporción de aumento σ_z decrece rápidamente a medida que el peso del prisma de suelo es soportado por esfuerzo cortante en los lados del mismo. Finalmente a la profundidad $z/B = m$ (alrededor de 4 en este caso), el esfuerzo vertical se acerca a un límite:

$$\sigma_z(\text{lim}) = \frac{B(\gamma - 2c/B)}{2K \tan \varphi}. \quad (8:22c)$$

Por debajo de este nivel sólo se moviliza en el suelo el esfuerzo cortante necesario en cada incremento de profundidad, para soportar el aumento de peso, sin que se produzca aumento en la presión vertical cualquiera que sea la profundidad. Por arriba de ese nivel se moviliza la totalidad de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Ejemplo 8:2

Caso II: Zanja rellena y después excavada en túnel. Si la zanja se rellenara y después se excavara un túnel, el mecanismo del esfuerzo cortante sería algo diferente. Antes de excavar el túnel el esfuerzo vertical es γz en todos los niveles. Después de la excavación y la flexión del techo del túnel el esfuerzo cortante se desarrolla de abajo hacia arriba más bien que de arriba hacia abajo, como en el caso anterior. La zona de esfuerzo cortante total se extiende hacia arriba una distancia igual a $m(z'/B)$ hasta el punto donde el esfuerzo vertical, σ_z , es igual al esfuerzo vertical inicial a ese nivel, γz . Por arriba de ese nivel la masa está todavía en equilibrio elástico, $\sigma_z = \gamma z$, y no se ha movilizó esfuerzo cortante.

La altura $m(z'/B)$ de la zona de esfuerzo cortante, en el caso II, no está perfectamente definida y se halla por tanteo. Para el caso II esto se puede ilustrar utilizando el mismo suelo del caso I. Suponga que el techo del túnel está a la profundidad $z = 6B$. Se puede hacer una estimación preliminar de la altura de la zona de esfuerzo cortante basándose en la zona de esfuerzo cortante total del caso I donde $m = 4$. A ese nivel la presión vertical se puede expresar por $\gamma z = \gamma(6B - 4B)$. Esta presión se considera que es q' en la ecuación (8:22a). Por debajo de ese nivel los esfuerzos se calculan usando la ecuación (8:22a) considerando que $z' = 0$ en la parte superior de la zona de esfuerzo cortante: $z' = z - 2B$. La

presión vertical decrece rápidamente a través de la zona de esfuerzo cortante hasta que $z' = 6B$, entonces σ_z se acerca al límite inferior σ_z (límite). Este es el mismo límite que en el caso I y queda definido por la ecuación (8:22c). Si el valor asignado a m fuera demasiado pequeño, el valor de σ_z no se acercaría al límite; si el valor de m fuera demasiado grande, el límite se acercaría bien por arriba del nivel del túnel. La altura de la zona de esfuerzo cortante en el caso II aumenta algo con la profundidad del túnel. Si la profundidad del túnel fuera mayor, por ejemplo $z/B = 10$ (caso IIa) el esfuerzo vertical límite inmediatamente arriba del túnel sería el mismo que para el caso II. La altura de la zona de esfuerzo cortante, m , será mayor y el esfuerzo vertical en el límite superior de la zona de esfuerzo cortante será mayor. Si la profundidad del túnel es menor que la altura de la zona de esfuerzo cortante total, como el hallado para el caso I, el esfuerzo vertical es siempre menor que γz y la presión en el túnel se calcula como en el caso I.

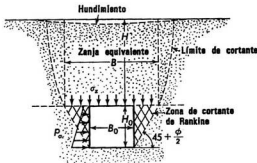


Fig. 8.28 Empuje de tierras en un túnel que se deforma.

Presión lateral. La zona de esfuerzo cortante simple para la aproximación del esfuerzo lateral se muestra en la figura 8.28. Por arriba de la estructura se establece el equilibrio plástico como se expone en las ecuaciones (8:21a) y (b), y el esfuerzo vertical σ_z actúa en el plano superior de la estructura a una profundidad $z = H$. La altura de la estructura es H_0 y el ancho B_0 . La deformación hacia adentro de las paredes del túnel produce zonas de equilibrio plástico en la masa a ambos lados, que equivalen al estado activo de Rankine. El ángulo de la superficie de esfuerzo cortante es $\alpha = 45 + \phi/2$ y el ancho de cada zona de esfuerzo cortante es $H_0/\tan(45 + \phi/2)$. La deformación de la zona de esfuerzo cortante produce un hundimiento vertical adyacente al hundimiento de la superficie de la estructura. El ancho total de la zona de mayor hundimiento, que es

equivalente al ancho de la zanja B de la ecuación (8:21), se expresa en la forma siguiente:

$$B = B_0 + 2H_0 / \left(\tan(45 + \frac{\varphi}{2}) \right). \quad (8:23)$$

Este ancho se usa para calcular σ_z que actúa tanto en la parte superior de la estructura como en la parte superior de la zona de esfuerzo cortante de Rankine como una sobrecarga. La presión lateral se calcula por las expresiones de Rankine incluyendo la sobrecarga.

La verdadera zona de esfuerzo cortante se extiende más allá de la zanja hipotética, como se indica en la figura 8.28. La zanja de aproximación ha sido útil sin embargo, para resolver problemas reales.

Construcción de la zanja. La carga sobre un tubo o alcantarilla pequeña colocado en una zanja estrecha, figura 8.29a, es un simple caso de la aplicación del equilibrio plástico en dirección vertical. El relleno de la zanja no está, generalmente, tan bien compactado como el suelo circundante y, por lo tanto se asienta por efecto de su propio peso. Además, el tubo se hunde por su deformación debida al peso que soporta y por el asentamiento de la cimentación. Los movimientos se aproximan a los supuestos en las ecuaciones (8:22a) y (b). La carga total soportada por el tubo por

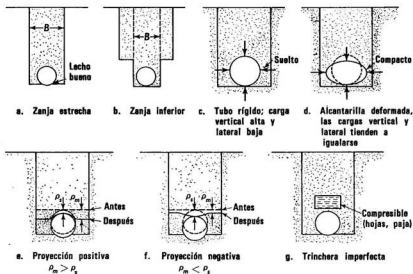


Fig. 8.29 Conductos soterrados.

unidad lineal es $B\sigma_s$, por lo tanto, cuanto más estrecha es la zanja menor es la carga que soporta el tubo. Algunas veces se excava una subzanja, figura 8.29b, para reducir la carga sobre el tubo, si las paredes de la subzanja son capaces de soportar la carga de arriba.

La presión lateral depende de la deformación del conducto y de la compactación del suelo colocado a los lados del mismo, si se ha compactado. Si el tubo es rígido y el suelo colocado a los lados está débilmente compactado, la presión lateral será despreciable y el tubo soportará carga vertical solamente, figura 8.29c. Si el suelo a los lados del tubo está bien compactado y el tubo se flexiona, la presión lateral se restablecerá, figura 8.29d. Así pues, un tubo de paredes delgadas flexible puede llegar a ser más estable, estructuralmente, en una zanja profunda, que uno rígido, siempre que sus paredes no se pandeen.

Se ha publicado un gran número de datos empíricos de las propiedades de los suelos que se usan en la ecuación (8:22).^{8:17} Generalmente se recomienda como valor de K para zanjas, un valor cerca del de K_A , debido seguramente a la falta de soporte lateral de las paredes de la zanja y a la usualmente inadecuada compactación del relleno, todo lo cual permite el movimiento suficiente para que se produzca el estado activo.

TABLA 8:4 PROPIEDADES DE LOS SUELOS PARA CARGAS EN ZANJAS

Suelo	$K \tan \phi$
Arena, grava, máximo	0.19
Arena, grava, mínimo	0.16
Limo húmedo, arcilla	0.13
Arcilla saturada	0.11

Tubos en relleno. Excavación y relleno. Las alcantarillas en los terraplenes de las carreteras y los túneles poco profundos se construyen frecuentemente sobre el terreno o en una gran excavación y después se coloca el relleno alrededor del conducto. A esta condición se le llama, en el proyecto de alcantarillas, *en relleno*. También los grandes túneles y las estructuras subterráneas se construyen de manera similar en el lugar o se prefabrican y después se colocan en una excavación relativamente ancha. Esta técnica se ha usado para la construcción de túneles bajo el agua, excavando una zanja en el fondo del río y construyendo el túnel en tierra por secciones; estas secciones se sumergen y se unen entre sí en el propio lugar.

En esta forma de construcción la presión de la tierra depende grandemente de la compactación del relleno y de las deformaciones relativas del suelo y de la estructura. La estructura y la cimentación se deforman hacia

abajo una cantidad ρ_s , mientras que la masa adyacente y su cimentación se deforma ρ_m . Esta diferencia comparada con la deformación de la masa se llama relación de asentamiento, R_s .

$$R_s = \frac{\rho_m - \rho_s}{\rho_m}. \quad (8:24)$$

Si esta relación es positiva se llama *proyección positiva* y un plano que estuviera inicialmente a nivel y que pasara por la parte superior de la estructura se deformaría como en la figura 8.29e; y es negativo si el plano se deformara hacia abajo como en la figura 8.29f. Si la estructura y la masa adyacente se deforman igualmente R_s es 0 y el plano permanece plano.

Cuando $R_s = 0$ el esfuerzo vertical es σ_z según la ecuación (8:22) con B igual al ancho de la zanja. La carga sobre el tubo es $D\sigma_z$ y la presión lateral $K\sigma_z$. Cuando la relación es bastante negativa, la condición es esencialmente la de una zanja más estrecha cuyo ancho es igual al diámetro del tubo, D . La presión vertical es menor que la correspondiente al caso $R_s = 0$. Si la relación es bastante positiva la presión será igual a la de proyección nula; sin embargo, el tubo soporta la carga de todo el ancho del relleno, $B\sigma_z$. Métodos de análisis y datos empíricos relacionando la presión sobre la estructura con la rigidez de la estructura y su cimentación, se dan en la referencia 8:17.

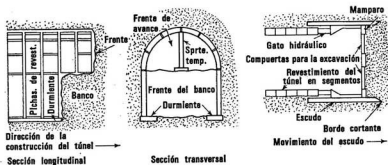
La carga sobre un conducto rígido con la relación de proyección positiva se puede reducir colocando una zona de suelo blando o material compresible (hojas, desperdicios, hojas de pino) sobre el tubo; esto crea las condiciones de esfuerzo cortante de la figura 8.29f y la presión mínima sobre el tubo. La permanencia de esta construcción es incierta, aunque una limitada experiencia en el caso de grandes alcantarillas bajo profundos rellenos indica que esta solución puede ser efectiva por 10 ó 20 años, de acuerdo con la velocidad de descomposición del material empleado.

Túneles de tierra. Los verdaderos túneles se construyen excavando por debajo, como en las minas. El método de construcción está regido por la capacidad del suelo para sostenerse a sí mismo temporalmente, durante el proceso de la construcción y por las presiones que finalmente se producen en el sistema de soporte. Ambas están relacionadas con la profundidad del túnel y su diámetro, las propiedades elásticas y la resistencia del suelo y con la presión del agua subterránea. Con la excepción de algunas arcillas resistentes y formaciones parcialmente saturadas, la mayoría de los túneles en tierra requieren soportes, tanto durante la construcción como después. Sobre el nivel freático, en suelos relativamente firmes, la excavación se inicia por la parte superior o techo del túnel y continúa hacia abajo en etapas, figura 8.30a y b. La excavación se hace lo más grande posible

dependiendo de la capacidad del suelo para soportarse a sí mismo temporalmente. En la etapa inicial el suelo es soportado por *planchas de revestimiento* que son planchas de acero con pestañas o rebordes que se pueden atornillar unas con otras para formar un revestimiento continuo o con un entablonado de madera o de acero soportado por vigas de acero; se excava entonces la segunda etapa y se soporta en forma similar. El proceso continúa hasta que se hayan unido todas las planchas que forman una sección completa del túnel. Algunas veces el revestimiento se refuerza con vigas curvas de ala ancha o arcos.

Si el suelo es muy blando se emplea un soporte cilíndrico temporal llamado escudo que se introduce en el suelo por medio de gatos, figura 8.30b. El frente de la excavación es soportado por un mamparo equipado con portones que permiten la excavación de una porción limitada del frente cada vez. El revestimiento permanente se construye dentro del escudo a medida que progresa la excavación; entonces se hace avanzar el escudo usando el túnel ya terminado como reacción. La construcción con tablonos requiere un soporte permanente, generalmente un revestimiento de hormigón. El soporte temporal de planchas de revestimiento algunas veces pasa a ser definitivo, pero corrientemente se protege contra la corrosión con una cubierta de hormigón. Si las planchas de revestimiento no son adecuadas, se construye un revestimiento permanente de concreto armado.

El suelo inalterado se encuentra en estado de reposo elástico; este estado es alterado por la excavación y si el suelo es suficientemente fuerte se duplica el esfuerzo de compresión en el anillo hipotético alrededor del túnel (ecuación 8.21b), produciéndose una deformación hacia el interior. Un



a. Soporte del túnel con planchas de revestimiento b. Construcción del túnel con escudo

Fig. 8.30 Métodos de construcción de túneles de tierra.

túnel así puede ser que no necesite soporte. Un túnel sin revestimiento construido en un suelo de margas en Charleston, South Carolina, ha estado suministrando agua cruda de una derivación aguas arriba de un río por más de 40 años sin peligro alguno. Sin embargo, la fluencia con altos esfuerzos causará una reducción progresiva del diámetro. En algunos casos aislados este *estrechamiento* del túnel ha reducido el agujero a una fracción de su tamaño original. Los soportes o el revestimiento pueden evitar ese estrechamiento. Sin embargo, debido a la fluencia la presión en las arcillas blandas se acerca a la del estado de reposo, con K_0 entre 0.6 y 1.0.

Debido a la presión en los túneles en arena, es necesario emplear corrientemente, soportes durante la construcción y permanentemente. Es inevitable que se produzca alguna deformación hacia el interior durante la excavación y, entonces, el esfuerzo cortante se acerca a las condiciones descritas por la figura 8.28 y las ecuaciones (8:22a) y (8:23).

El arte o habilidad de hacer túneles que se describe en las referencias 8:16, 8:18 y 8:19 es fascinante. La técnica de excavación debe adaptarse a las condiciones del suelo y del agua subterránea. Los revestimientos temporales, el drenaje, la estabilización del suelo y la presión de aire interior para balancear parcialmente la presión del agua, son medios auxiliares utilizados por los constructores de túneles o *zapadores* en las perforaciones a través de formaciones traicioneras; pero estas materias están fuera del alcance de este libro.

Túneles en roca. Los túneles en roca tienen muchas de las características de los túneles en suelo, sin embargo, tienen algunas diferencias significativas. Primero, la formación puede estar sometida a grandes esfuerzos residuales debidos a movimientos tectónicos o a la erosión de sobrecargas de tierra, que encubren los esfuerzos debidos al peso de la roca. Segundo, las juntas, planos de estratificación y zonas de esfuerzo cortante son zonas de debilitamiento que destruyen la continuidad de la masa de roca y concentran el esfuerzo cortante en esas direcciones. Tercero, el proceso de excavación, que a menudo requiere el uso de explosivos, puede alterar la continuidad de la masa, añadiendo esfuerzos dinámicos y abriendo las juntas y fisuras que antes estaban cerradas.

El método a seguir en los trabajos de excavación en túneles depende de la dureza y de la calidad de la roca. En materiales más blandos, como las lutitas, los esquistos y las areniscas blandas, el trabajo se puede hacer empleando máquinas especiales para la perforación de túneles, si esas rocas son lo suficientemente fuertes para sostenerse hasta que pase la máquina. Las rocas duras se pueden perforar y volar avanzando en tramos cortos de 3 a 6 metros, cada vez. Si la roca es débil o está astillada, es necesario un soporte temporal que consiste en costillajes de acero llamados marcos que se acuñan contra la roca y algunas veces se colocan tabloncillos entre

ellos para evitar el desprendimiento de fragmentos de roca. En rocas en mejor estado se colocan pernos de anclaje. Es costumbre usar revestimientos permanentes de concreto para resistir la presión que se produce o para reducir el rozamiento interior en el caso de túneles de plantas de energía hidráulica.

En las masas de roca homogénea que no hayan sufrido esfuerzos tectónicos, el estado inicial es esencialmente el de reposo. Los trabajos de perforación del túnel hacen que se incremente el esfuerzo tangencial expresado por la ecuación (2:21b). Aunque teóricamente el esfuerzo tangencial máximo, σ_x es igual a $2\gamma z$, las medidas tomadas en obras indican que el valor máximo es solamente $1.5\gamma z$ o ligeramente mayor. Las rocas homogéneas fuertes pueden resistir esfuerzos de compresión sin confinar, extremadamente altos, por lo que el revestimiento o los soportes son innecesarios para mantener a grandes profundidades el equilibrio elástico.

Ejemplo 8:3

Calcular la máxima profundidad de un túnel en un granito que tiene una resistencia a compresión sin confinar de $1,400 \text{ kg/cm}^2$ y que pesa $2,650 \text{ kg/m}^3$.

$$1,400 \times 1,000 = 2 \times 2,650z$$

$$z = 2,640 \text{ m.}$$

Si la roca está debilitada por juntas y otros defectos o está poco endurecida se produce el estado plástico en la zona próxima al túnel. En el caso de rocas con juntas muy próximas o que estén fracturadas, como en una zona de esfuerzo cortante, la masa de roca es semejante a un suelo no cohesivo. La masa se deforma hacia el interior del túnel y la forma de distribución del esfuerzo cortante se aproxima a la de la figura 8.28 y la ecuación (8:22a). Un espaciamiento de las juntas aún menor, figura 8.31a, puede parecerse al modelo simple de la figura 8.28 y la carga vertical en el túnel se puede estimar de esa manera. Sin embargo, el margen de incertidumbre es mayor, porque el valor de K en una roca que tenga altos esfuerzos residuales internos es por lo general indeterminado.

Cuando el espaciamiento de las juntas es menor que la mitad del ancho del túnel, la presión en el revestimiento del túnel se puede estimar por la geometría de los bloques formados por las juntas sobre la abertura del túnel. ^{8:16, 8:18} La resistencia al esfuerzo cortante en las superficies de las juntas debe estimarse o determinarse por pruebas *in situ*. El equilibrio de cada sistema de bloques se evalúa utilizando la más realista apreciación de los posibles desplazamientos. Si las juntas están bien cerradas y los altos esfuerzos internos producen una elevada fricción a través de ellas, posible-

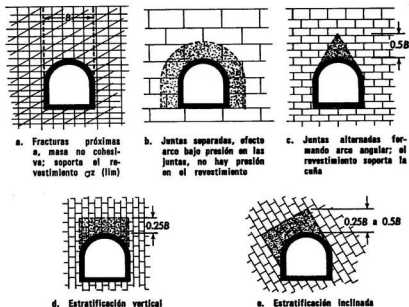


Fig. 8.31 Presión de la roca en el revestimiento de un túnel.

mente no se desarrollarán presiones. Esto sería análogo a un fuerte anillo alrededor del túnel, figura 8.31b, que soportará la carga; pero más comúnmente la distribución de las juntas, algunas de ellas abiertas, permite que masas en forma de cuñas caigan o que porciones de la masa resbalen siendo sostenidas parcialmente por la fricción. Zonas típicas de esfuerzo cortante y las cargas que deben resistir se indican en las figuras 8.31c, d y e.

En rocas con altos esfuerzos internos, las concentraciones locales de esfuerzo tangencial en la superficie de la roca causa unos *estallidos* progresivos de los segmentos de roca en forma de cuñas. El estallido se intensifica en las zonas menos duras o donde la roca ha sido debilitada por voladuras. Algunas rocas débiles, como las lutitas, fluyen por efecto de la carga, lo que causa un escurrimiento de la roca hacia el interior del túnel y la consiguiente reducción del diámetro de la perforación. Unas pocas rocas, como la lutita, se expanden cuando se exponen al aire, lo cual causa aumento de presión, fallas progresivas o escurrimiento.

Pernos para roca. Los pernos para roca han revolucionado las construcciones subterráneas y en menor grado las construcciones en la superficie en roca. Los pernos para roca mejoran la capacidad de la roca para

sostenerse a sí misma y evitan el uso de revestimientos, vigas y otros elementos de soporte.

Un perno para roca típico se muestra en la figura 8.32a, instalado en un agujero perforado en la roca. El extremo interior se puede ajustar con una cuña interior que se fuerza contra el fondo del agujero hincando el anclaje contra la roca o con una tuerca de expansión, la que al atornillar el perno es forzada contra las paredes del agujero. Otros anclajes se fijan en el agujero hecho en la roca por medio de inyecciones de cemento. Una vez que se ha fijado el perno se le da tracción por medio de una tuerca colocada en el otro extremo del perno, que se aprieta contra la superficie de la roca, esto comprime la roca contra sí misma; es una simple pre-compresión.

Los pernos para rocas sostienen a ésta por una serie de acciones que están relacionadas entre sí; esencialmente producen una presión radial, σ_r , o esfuerzo de confinamiento en la superficie libre. Este esfuerzo de confinamiento aumenta la resistencia al esfuerzo cortante de la roca, figura 8.32b, y produce fricción entre los bloques en las rocas con juntas. Si la roca es estratificada horizontalmente, aumenta los esfuerzos en los planos de estratificación produciendo fricción, lo que hace que la masa laminada actúe como una viga. Si los estratos están irregularmente fracturados los bloques se acunian unos contra otros para formar un anillo dovelado, figura 8.32c. Los prismas de roca, sueltos, se pueden mantener en el lugar suspendiéndolos de la masa que está por arriba. Se forma una masa cohesiva apretando los bloques entre sí.

La longitud de los pernos depende de la forma y distribución de las fracturas, del espesor de la viga o arco que se quiera formar y de la

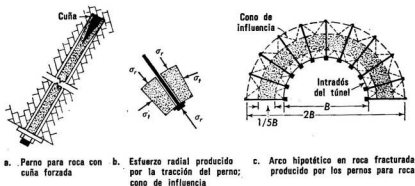


Fig. 8.32 Colocación de pernos en roca.

solidez de la roca en los puntos donde se acuñan los pernos. Los pernos típicos tienen de 1 a 3 metros de longitud, pero para formar un arco la longitud debe ser la mitad del ancho del túnel, aproximadamente. El espaciamiento y la distribución de los pernos dependen de las fracturas de la roca y la magnitud del esfuerzo a que estará sometida.

En rocas con fracturas muy próximas o en formaciones que se astillan debido a los altos esfuerzos, los pernos tienen un objetivo adicional: soportar una cubierta de protección continua, llamada *entablado*, que sostiene los bloques, que sin ella caerían libremente lastimando a los obreros. Para dar protección a los obreros se usan pequeñas canales de acero o también gruesos alambres de cercas.

La instalación de un sistema de pernos para roca y de cualquier soporte auxiliar, como entablado, está basada mayormente en la experiencia. El plan general que se adopte para la instalación de pernos, debe estar basado en un estudio inicial de las fracturas. El plan definitivo se desarrollará en la obra, cuando el sistema de fracturas y sus condiciones puedan ser observadas directamente.

REFERENCIAS

- 8:1 K. Terzaghi, "General Wedge Theory of Earth Pressures", *Transactions, ASCE*, Vol. **106**, 1941, p. 68.
- 8:2 K. Terzaghi, "The Mechanics of Shear Failures on Clay Slopes and the Creep of Retaining Walls", *Public Roads*, Vol. **10**, diciembre, 1929.
- 8:3 K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1943, p. 48.
- 8:4 Ibid, p. 67.
- 8:5 J. Brinch Hansen, *Earth Pressure Calculation*, Danish Technical Press, Institution of Danish Civil Engineers, Copenhagen, 1953.
- 8:6 A. Caquot y J. Kerisel, *Traité de Mécanique des Sols*, 3a. ed. Gauthier-Villars, París, 1966.
- 8:7 K. Terzaghi y R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, 1a. ed., John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1948, pp. 348-350.
- 8:8 R. B. Peck, "Earth Pressure Measurements, Chicago Subway" *Transactions, ASCE*, Vol. **108**, 1943, p. 1008.
- 8:9 G. B. Sowers y G. F. Sowers, "Bulkhead and Excavation Bracing Failures" *Civil Engineering*, enero, 1967.
- 8:10 M. S. Caspe, "Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts", *Journal of the Soil Development and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, SM4, julio, 1966.

- 8:11 K. Terzaghi, "Anchored Bulkheads", *Transactions, ASCE*, Vol. **114**, 1954, p. 1243.
- 8:12 G. Tschebotarioff, "Design of Flexible Anchored Sheet Pile Bulkheads", 12th International Navigation Congress, Lisboa, 1949.
- 8:13 *U. S. Steel Sheet Piling*, Carnegie Illinois Steel Corporation, Pittsburgh.
- 8:14 F. E. Richart, Jr., "Analysis for Sheet Pile Retaining Walls", *Transactions, ASCE*, Vol. **122**, 1957, p. 1113.
- 8:15 J. Kerisel, *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, 1957.
- 8:16 K. Szechy, *The Art of Tunneling*, Akademiai Kiado, Budapest, 1966.
- 8:17 M. G. Spangler, "Culverts and Conduits", Capítulo 11, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
- 8:18 K. Terzaghi, "Rock Defects and Loads on Tunnel Supports", *Rock Tunneling with Steel Supports*, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, Ohio, 1946.
- 8:19 L. Obert y W. I. Duval, *Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1967.
- 8:20 H. K. Schmuck, "Theory and Practice for Rock Bolting", *Quarterly of the Colorado School of Mines* (Second Symposium on Rock Mechanics), Golden, Colorado, 1957.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

- 1. Referencias 8:1, 8:16, 17, 18, 19, 20.
- 2. M. E. Harr, *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1966.

PROBLEMAS

- 8:1 Un muro vertical de 6.10 m de altura tiene un relleno de arena con un $\varphi = 39^\circ$, que pesa 1,760 kg/m³, seca y 2,105 kg/m³, saturada.
 - a) Calcular el diagrama de presión activa y la resultante, suponiendo que el relleno está seco.
 - b) Calcular la presión activa suponiendo que el nivel freático se ha elevado hasta el coronamiento del muro. Compare con (a).

472 Problemas en el empuje de tierras

- 8:2 Un muro vertical de 9.15 m de altura se mueve hacia afuera lo suficiente para que se produzca el estado activo en un relleno de arena seca.
- Dibujar el diagrama de presiones y calcular P_A , si $\varphi = 37^\circ$ y el peso seco de la arena es de $1,665 \text{ kg/m}^3$.
 - Calcular la presión y la resultante, suponiendo que el muro no se mueve.
- 8:3 Un muro de 12.20 m de altura retiene arena, que cuando está suelta tiene una relación de vacíos de 0.67 y un φ de 34° ; cuando está compacta la relación de vacíos es de 0.41 y $\varphi = 42^\circ$. ¿Cuál de los dos estados producirá el empuje activo resultante menor? ¿Cuál producirá el empuje pasivo resultante mayor? ¿Cuánto es la diferencia entre las resultantes de ambas condiciones?
- 8:4 Un muro de 7.60 m de altura retiene una arena que pesa $1,570 \text{ kg/m}^3$, cuando está seca y $1,970 \text{ kg/m}^3$, cuando está saturada. El nivel freático está permanentemente a 3.00 m por debajo del coronamiento del muro. Suponer $\varphi = 38^\circ$.
- Calcular los diagramas de presión de tierras activo, efectivo y total.
 - Hallar el punto de aplicación de la resultante.
 - ¿En cuanto se reduciría el momento de vuelco alrededor de la base del muro, si el nivel del agua subterránea descendiera hasta la base del muro?
- 8:5 Un muro vertical de 7.60 m de altura tiene un relleno de arcilla blanda; la arcilla pesa $1,760 \text{ kg/m}^3$ y su resistencia c es de 0.37 kg/cm^2 .
- Calcular el empuje en reposo, dibujar el diagrama de presiones y hallar la resultante.
 - Calcular el empuje activo y dibujar el diagrama de presiones. Hallar la resultante despreciando la tracción, pues se producen grietas.
 - ¿Cuál es el valor del momento de vuelco producido por el empuje de la tierra, disminuido, pues el muro se ha desplazado lo suficiente para que se produzca el estado activo y despreciando la tracción?
 - ¿En cuánto aumentaría el momento de vuelco si el agua llenara las grietas de tracción?
- 8:6 Hallar las expresiones para las presiones activa y pasiva de una arcilla parcialmente saturada, cuya resistencia al esfuerzo cortante se expresa por la ecuación $s = c' + p \tan \varphi'$.

- 8:7 Un anclaje formado por un tablestacado de 3.00 m de altura está empotrado en una arcilla parcialmente saturada, que tiene las propiedades siguientes: $\phi = 19^\circ$, $c = 0.9 \text{ kg/cm}^2$ y $\gamma = 1,795 \text{ kg/m}^3$. La parte superior del tablestacado está al nivel de la superficie del terreno.
- Calcular el empuje pasivo, dibujar el diagrama de presiones para una sección del tablestacado de un metro de longitud y hallar la resultante.
 - Determinar la profundidad por debajo de la parte superior del tablestacado a que debe colocarse la barra de anclaje.
- 8:8 Calcular los empujes activo, pasivo y en reposo para una arena que tiene un peso de $2,000 \text{ kg/m}^3$ y un ϕ de 39° . La arena se colocará detrás del estribo de un puente que tiene 6.10 m de altura. Dibujar el diagrama de presiones para cada una de las condiciones y hallar sus resultantes respectivas.
- 8:9 Un muro de sostenimiento de tierras de 3.60 m de altura soporta un relleno horizontal de arena que tiene un $\phi = 37^\circ$ y un $\gamma = 1,920 \text{ kg/m}^3$. El paramento posterior del muro tiene un talud de 1 (horizontal) y 4 (vertical). Sobre el relleno de arena se estacionarán camiones, quedando sus ruedas posteriores a 90 cm del muro. Los camiones se colocarán cada tres metros y la carga en cada rueda posterior es de 1,360 kg. Calcular el momento del empuje de la tierra por metro de longitud de muro, con respecto a la arista interior de la base del muro.
- 8:10 Un muro de sostenimiento de tierras de 7.60 m de altura soporta un relleno de arena seca cuyo $\phi = 34^\circ$ y $\gamma = 1,890 \text{ kg/m}^3$. El relleno tiene un talud hacia arriba de 3 (horizontal) a 1 (vertical). El paramento posterior del muro tiene una inclinación de 75° con respecto a la horizontal.
- Calcular la resultante del empuje activo, su dirección y punto de aplicación.
 - Hallar el ancho de la base que se requiere para que la resultante caiga en el límite exterior del tercio central, siendo el muro de piedra que pesa $2,480 \text{ kg/m}^3$ y con un ancho en el coronamiento de 45 cm.
- 8:11 Un muro de sostenimiento de tierras de gravedad, de 5.80 m de altura, soporta un relleno horizontal de arena. El ancho del coronamiento del muro es de 60 cm y el paramento anterior tiene un talud de 1 (horizontal) a 6 (vertical). Hallar el ancho de la base que se requiere para que la resultante del empuje de la tierra y el peso del muro pase por el límite exterior del tercio central.

474 Problemas en el empuje de tierras

Suponer $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 1,920 \text{ kg/m}^3$ y que el peso específico del concreto es $2,400 \text{ kg/m}^3$.

- 8:12 Un muro de sostenimiento de tierras de concreto, en voladizo, tiene 4.60 m de altura y soporta un relleno de arena que tiene un talud de 2 (horizontal) a 1 (vertical). La arena tiene $\varphi = 32^\circ$ y $\gamma = 1,810 \text{ kg/m}^3$. El muro tiene un espesor de 45 cm en el coronamiento y 75 cm en la base; su paramento posterior es vertical. La cimentación tiene 60 cm de espesor y se extiende 60 cm hacia adentro a partir del paramento posterior del muro. El suelo debajo de la cimentación es arcilla con $c = 0.75 \text{ kg/cm}^2$. El concreto pesa $2,400 \text{ kg/m}^3$.

- Calcular el diagrama de la presión activa y la resultante.
- Calcular el ancho de la cimentación para que la resultante caiga dentro del tercio central.
- Comprobar la seguridad de la cimentación contra falla por capacidad de carga y contra deslizamiento. Se colocará una capa de arena entre la cimentación y el suelo.

- 8:13 Recalcular las resultantes de los problemas 8:10, 8:11 y 8:12 usando el análisis de Coulomb, con $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ y suponiendo que la resultante encuentra al muro a la profundidad $2H/3$, a partir del coronamiento del muro. Hallar el ancho de base que se requiere y compararlo con los anchos hallados usando el análisis de Rankine.

- 8:14 Una excavación de 9.15 m de profundidad, de planta cuadrada de 12.20 m de lado, en una arena de $\varphi = 40^\circ$ y $\gamma = 1,955 \text{ kg/m}^3$, se entibará con tableros de madera horizontales soportados por vigas verticales de acero de 20 cm de peralte.

- Determinar el diagrama de presión de tierras.
- Determinar el espesor de los tableros, si las vigas verticales están separadas 1.80 m. La madera es estructural, selecta.
- La carrera superior está a 1.20 m de profundidad y las otras se colocarán a 3.00 m de separación. Proyectar las carreras y los codales suponiendo un codal en cada dirección y en cada elevación. Los codales se unirán verticalmente en las intersecciones en el centro de la excavación.

- 8:15 Una excavación larga de 10.65 m de profundidad y 7.60 de ancho, en arcilla blanda, está soportada por un tablestacado de acero. La arcilla tiene $c = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ y $\gamma = 1,760 \text{ kg/m}^3$. Se usarán tres carreras, la primera se colocará a 1.80 m por debajo del nivel del terreno y las otras dos a 3.65 m y 7.30 m por debajo de la primera.

- a) Calcular el diagrama de presión de tierras.
 - b) Seleccionar el perfil de tablestaca apropiado (consulte los catálogos de fabricantes de tablestacas).
 - c) Determinar el tamaño de las carreras y de los puntales y la separación de éstos. Los puntales estarán arriostrados verticalmente en sus centros.
 - d) Comprobar la estabilidad del fondo de la excavación, si el tablestacado penetra un poco más allá del fondo de la excavación. La arcilla se extiende 15 m por debajo del fondo de la excavación.
- 8:16 Un mamparo anclado soporta una arena que pesa $1,920 \text{ kg/m}^3$, cuando está saturada y $1,760 \text{ kg/m}^3$, cuando está húmeda y tiene un ángulo de fricción interna de 36° . Debajo de la línea de dragado, la arena pesa $2,085 \text{ kg/m}^3$ y tiene un ángulo de fricción interna de 39° . El nivel de las aguas en marea baja está a 7.90 m sobre el fondo dragado y las fluctuaciones de la marea son de 1.80 m. La parte superior del mamparo está a 4.60 m sobre marea baja.
- a) Calcular los diagramas de presiones activa y pasiva de trabajo, usando un factor de seguridad de 2 para el empuje pasivo y suponiendo que la diferencia máxima entre el nivel del agua en el interior y el exterior del mamparo es de 60 m.
 - b) Calcular la longitud de empotramiento mínima, suponiendo que la carrera se colocará a 60 cm por arriba de la marea baja.
 - c) Calcular la reacción de la carrera, por metro de longitud.
 - d) Determinar el perfil de las tablestacas que deben usarse, si el esfuerzo máximo en flexión es de $1,680 \text{ kg/cm}^2$.
 - e) Determinar el tamaño de la carrera y el diámetro de la barra de anclaje, si se usa una barra cada seis tablestacas.
- 8:17 Proyecte el sistema de anclaje del problema 8:16, incluyendo la longitud de las tablestacas, la situación del anclaje, la longitud de la barra de anclaje y el tamaño de la carrera.
- 8:18 Una excavación de 23 m de profundidad toda sobre el agua subterránea se va a ejecutar en un lugar donde no hay restricción alguna con respecto a los taludes.
- a) Si la excavación es cuadrada de 7.50 m de lado, compare el costo de la excavación con ademe con el de la excavación con taludes 2(H) a 1(V). (Use los precios unitarios para excavación en basamento y relleno compactado alrededor de la estructura y el precio promedio del tablestacado de acero.)

476 Problemas en el empuje de tierras

- b) Si la excavación es cuadrada de 60 m de lado y se aplican los precios unitarios de trabajos en tierra y compactación de terraplenes a la excavación y al posterior relleno alrededor de la estructura, compare los costos de la excavación con y sin ademe.
- 8:19 Un túnel de sección cuadrada, que tiene nominalmente 4.50 m de lado, es perforado en una arena húmeda que pesa $2,000 \text{ kg/m}^3$, que tiene un ángulo de fricción interna de 33° y cuya cohesión capilar es de 14 kg/cm^2 ; el túnel está a 18 m de profundidad. Calcular las presiones vertical y horizontal sobre el túnel suponiendo $K = 0.7$.

Cimentaciones

LA estructura prefabricada de concreto pretensado de una gran tienda mixta de comercio al por menor, se construyó sobre zapatas aisladas cuadradas. Después de terminada la estructura el contratista de plomería excavó una zanja adyacente a uno de los cimientos. El suelo que soportaba ese cimiento falló repentinamente, por cortante, hacia el interior de la zanja. La zapata y la columna descendieron lentamente arrastrando hacia afuera y hacia abajo la viga pretensada que estaba unida a la parte superior de la columna. Cada una de las columnas y vigas contiguas fueron desplazadas de su posición sucesivamente. Las uniones entre las vigas y las columnas se desgarraron, las vigas se cayeron y con ellas se produjo el colapso de 5,000 m² de techo. Tres obreros fueron aplastados y muertos y varios heridos, todo por una falla de capacidad de carga de una pequeña zapata.

Se construyó un edificio de ladrillos, de un solo piso, sobre un relleno de arena compactada de 3 m de espesor, que se había colocado sobre un estrato de arcilla orgánica de 6 m de espesor. En una prueba de la arena que apareció en la excavación para un cimiento se comprobó que el relleno era fuerte e incompresible, lo cual corroboraba la decisión del arquitecto de construir el edificio sobre zapatas aisladas. En un año el edificio se asentó irregularmente entre 15 y 30 cm. Aunque el edificio era ligero, la arcilla orgánica se consolidó bajo el peso del relleno, el cual había sido olvidado por todos los que estaban relacionados con la obra. El asentamiento fue irregular debido al desigual espesor de arcilla y a las dispersas lentes de arena, relativamente incompresibles dentro del estrato de arcilla.

Estos dos casos ilustran cómo los cimientos inadecuados afectan la estabilidad de las construcciones. En ambos casos los cimientos habían

sido correctamente proyectados desde el punto de vista estructural y no sufrieron daño alguno, pero el factor crítico con respecto a la conservación y funcionamiento de la estructura era el suelo sobre el cual se asentaban los cimientos, que es un verdadero elemento estructural que ya existía antes de hacerse la construcción y que finalmente tendría que soportar todo lo que se construyera sobre él.

La construcción de cimentaciones es una de las artes más antiguas de la humanidad. Los habitantes prehistóricos de los lagos de Europa construían sus casas sobre largas estacas de madera que hincaban firmemente en el blando fondo de los lagos; los antiguos egipcios construían sus monumentos sobre capas de piedra que descansaban en la roca y la Biblia confirma esto al expresar que la roca sólida es más segura que la cambiante arena. Los babilonios sólo encontraron profundos aluviones en las llanuras entre el Tigris y el Éufrates, que se asentaron bajo el peso de sus ciudades. Los edificios y los muros eran soportados por capas de mampostería y las partes adyacentes de las estructuras estaban provistas de conexiones deslizantes de manera que se pudieran asentar cantidades diferentes sin agrietarse. Los artesanos de la Edad Media soportaban sus obras maestras en bóvedas invertidas de piedra, emparillados de madera o pilotes de madera, siguiendo las reglas que habían trazado antes que ellos, los constructores romanos. Hasta el siglo xx el proyecto de las cimentaciones estaba basado enteramente en experiencias anteriores, antiguas reglas y conjeturas. La Mecánica del Suelo y de la Roca le han dado al ingeniero de cimentaciones una poderosa herramienta con la cual puede analizar los esfuerzos y deformaciones en la subestructura, de la misma manera que se hace en la superestructura y formular un proyecto racional que ajuste la estructura a la capacidad del suelo y de la roca situados debajo.

9:1 REQUISITOS ESENCIALES DE UNA BUENA CIMENTACION

La *cimentación* es la parte soportante de una estructura. Este término se aplica usualmente en forma restrictiva al miembro que transmite la carga de la superestructura a la tierra, pero en su más completo sentido, la cimentación incluye el suelo y la roca que están debajo. Es una transición o conexión estructural cuyo proyecto depende de las características de ambos, la estructura y el suelo o la roca. Una buena cimentación debe llenar tres requisitos:

1. Debe colocarse a una profundidad adecuada para impedir los daños de las heladas, los levantamientos, las socavaciones o los daños que puedan causar futuras construcciones cercanas.
2. Debe ser segura contra la falla del suelo.
3. No debe asentarse tanto que desfigure o dañe la estructura.

Estos requisitos serán considerados en el orden indicado. Los dos últimos pueden ser establecidos con razonable exactitud por los métodos de la mecánica del suelo y de la roca, pero el primero envuelve la consideración de muchas posibilidades, algunas muy lejos del dominio de la ingeniería. Durante el largo período de tiempo en que un suelo debe soportar una estructura, puede sufrir cambios debidos a fuerzas naturales y artificiales. Estas fuerzas deben ser cuidadosamente evaluadas al escoger la ubicación de una estructura y especialmente al seleccionar el tipo de cimentación y la profundidad mínima a que deba situarse.

La zona superficial de muchos suelos cambia de volumen regularmente con los cambios de estación. En muchas partes de los Estados Unidos de América las heladas expanden el terreno en invierno, lo que indica que las cimentaciones deben situarse por debajo de la máxima penetración de las heladas. Esto se puede determinar por experiencia local o estimarse de acuerdo con la figura 4.22.

Los suelos de arcilla, especialmente los que son muy plásticos, se se retraen mucho cuando se secan y se expanden cuando se humedecen. En regiones que tienen estaciones marcadamente secas y húmedas, el suelo próximo a la superficie del terreno se expande y se contrae. Los muros exteriores son los que más se mueven, mientras que los interiores, donde el suelo está protegido del sol y de la lluvia, se mueven el mínimo. En regiones normalmente húmedas, un período de sequía prolongado puede producir retracción en el suelo y el correspondiente asentamiento de la cimentación. Un secamiento acelerado y el asentamiento correspondiente, se puede producir por ciertos tipos de plantas que extraen la humedad del suelo o por calderas y hornos que calientan el suelo de manera anormal. En regiones muy secas sucede lo contrario. El aumento de humedad del suelo debido a filtraciones de tuberías, regadíos y hasta el riego del césped, puede producir en la arcilla seca una expansión capaz de levantar una estructura. En la mayoría de los casos el cambio de volumen se hace menor a medida que aumenta la profundidad y, si es posible, las cimentaciones se deben colocar por debajo de la zona de cambios de volumen.⁹¹¹ Otros métodos de tratar los problemas de los suelos que tienen grandes cambios de volumen se dan en la sección 9:8.

Las socavaciones de los cauces de los ríos, especialmente durante los períodos de avenidas, han provocado el colapso de muchos puentes. Esto ocurre de dos maneras: la socavación normal del cauce del río y de la parte exterior de las curvas, debido al aumento de velocidad de la corriente durante las avenidas y la aceleración de la socavación producida por el obstáculo que presentan a la corriente las pilas de los puentes (socavación local). La primera es una característica de la corriente y la magnitud de la socavación se puede estimar correlacionando la altura que alcanzan

las aguas durante la avenida con el aumento de profundidad del lecho del río. En muchos ríos cuyos lechos son de arena o de grava, al elevarse las aguas un metro se produce una socavación de un metro o más.^{0:2} La socavación local se puede reducir a un mínimo haciendo un buen proyecto hidráulico, dándole a las pilas una forma tal que faciliten el flujo de la corriente y alineándolas con la dirección de la corriente.^{0:3}

El hielo es un serio problema con respecto a las pilas de los puentes y a las estructuras marinas, como son los muelles y espigones. El choque de los hielos flotantes que arrastran los ríos o las corrientes producidas por las mareas, pueden causar daños de importancia. El peso del hielo y el roción helado pueden llegar a ser lo suficientemente grandes para volcar las estructuras ligeras.

Todas las cimentaciones se deben proyectar teniendo en cuenta los efectos de futuras excavaciones y construcciones. Las pilas de los puentes se deben ubicar de manera que dejen libres los canales para la navegación y deben colocarse a una profundidad suficiente que permita el dragado futuro del canal. La construcción de cimentaciones se dificulta con frecuencia cuando se realiza en zonas urbanas muy congestionadas. El descalce de las cimentaciones por excavaciones profundas y túneles para ferrocarriles subterráneos, puede provocar el asentamiento y hasta la falla de edificaciones que durante muchos años se mantuvieron bien. En estos casos los contratistas son responsables de los daños, pero es más económico a la larga, anticiparse a estos daños al proyectar la cimentación. En muchos códigos de construcción se limita la responsabilidad del contratista por los daños causados a las propiedades vecinas, a los casos en que las excavaciones tengan una profundidad mayor de 3 metros.

El agua subterránea es un factor que afecta a las cimentaciones de varias maneras. Primero, las excavaciones que se ejecutan por debajo del nivel freático son costosas y a menudo peligrosas, porque las filtraciones ascendentes aflojan las arenas y tienden a darles la condición de movedizas y el agua permanente sobre las arcillas descubiertas tiende, frecuentemente, a ablandarlas. Segundo, si el nivel freático está por arriba del piso más bajo, las filtraciones en la estructura y la subpresión se convierten en serios problemas. Tercero, los cambios de elevación del nivel freático han causado muchas dificultades. El nivel del agua desciende en las ciudades por el drenaje a las cloacas y a las excavaciones profundas o porque es bombeada para el suministro de agua. Esto puede aumentar el asentamiento de los edificios al aumentar el esfuerzo en el suelo o puede causar la pudrición de las maderas que originalmente estaban bajo el nivel del agua. Por otro lado, si el nivel del agua sube, por inundaciones, lluvias prolongadas o la rotura de maestras conductoras de agua, la resistencia del suelo disminuye y pueden ocurrir fallas. En algunos casos

estructuras impermeables como piscinas de hormigón y tanques soterrados vacíos, han flotado hacia afuera de su lugar, debido al alto nivel freático que normalmente ocurre al finalizar el invierno y en la primavera.

Las cavidades subterráneas como las minas, cavernas y cloacas son peligrosas para las cimentaciones, porque algunas veces se derrumban por la sobrecarga o por el deterioro estructural. El sifonaje o la erosión interna de un suelo, hacia el interior de cloacas con salideros o cavidades, pueden, de la misma manera, causar dificultades. Si es posible, las cimentaciones deben apartarse de esos lugares o tomarse las medidas necesarias para que no se dañen las cimentaciones.

9.2 ESTABILIDAD. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga, que a menudo se llama *estabilidad*, es la capacidad del suelo para soportar una carga sin que se produzcan fallas dentro de su masa. Es análoga a la capacidad de una viga para soportar una carga sin romperse. La capacidad de un suelo para soportar una carga varía no solamente con la resistencia del suelo, sino también con la magnitud y distribución de la carga. Cuando una carga Q se aplica a un suelo en forma de incrementos graduales, el suelo se deforma y la curva de carga-asentamiento es similar a las curvas de esfuerzo-deformación. Cuando se alcanza la carga crítica o de falla Q_0 , la razón de deformación con respecto a la carga se aumenta. La curva de carga-asentamiento pasa por un punto de máxima curvatura, que indica que se ha producido la falla de la masa de suelo. Se obtienen diferentes curvas (figura 9.1) de acuerdo con el carácter del suelo que se haya cargado. En la arena compacta y en la arcilla no sensible, la falla se produce, generalmente, en forma brusca y definida; en cambio en la arena suelta y en la arcilla sensible la falla se produce en una transición más gradual asociada a una falla progresiva.

Si se observa el suelo durante la aplicación de la carga, por medio de un modelo de paredes de vidrio o haciendo una excavación adyacente a una cimentación de tamaño natural, se verá que la falla se produce, por lo



Fig. 9.1 Curvas de carga-asentamiento.

general, en tres etapas. Primera, el suelo situado debajo de la cimentación es forzado hacia abajo formándose un cono o una cuña, figura 9.2a. El suelo que está debajo de la cuña es forzado hacia abajo y hacia afuera. Unas líneas imaginarias en el suelo que inicialmente fueran verticales ahora aparecerían combadas hacia afuera, como un barril. Segunda, el suelo alrededor del perímetro del cimientto se separa del mismo y la superficie de esfuerzo cortante se propaga hacia afuera desde el vértice del cono o

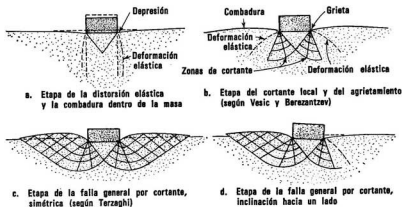


Fig. 9.2 Desarrollo de la falla por esfuerzo cortante por debajo de la cimentación.

cuña, figura 9.2b. Si el suelo es muy compresible o puede tolerar grandes deformaciones sin fluencia, la falla queda circunscrita a zonas en forma de abanico, de esfuerzo cortante local. Tercera, la cimentación se desplazará hacia abajo con un pequeño aumento de la carga: una forma de falla por *capacidad de carga*. Si el suelo es más rígido, la zona de esfuerzo cortante se propaga hacia afuera, hasta formar una superficie continua de falla que se extiende hasta la superficie del terreno y éste se levanta, figura 9.2c. A este tipo de falla se le llama *falla general por esfuerzo cortante*. La falla puede ser simétrica, especialmente si la rotación está restringida porque la columna está empotrada en el cimientto o puede inclinarse, como en la figura 9.2d. Este tipo de *falla por capacidad de carga* no es común, pero en casi todos los casos que se produce, el resultado es el colapso total de la estructura.

No se ha deducido una fórmula matemática exacta para analizar esta falla; sin embargo, se han desarrollado varios métodos aproximados basados en una representación simplificada de la compleja superficie de falla y de las propiedades del suelo.

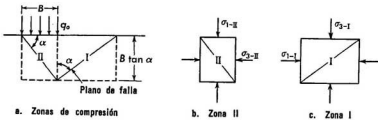


Fig. 9.3 Planos rectos de falla, supuestos y zonas prismáticas de compresión triaxial o cortante debajo de una carga uniforme q_0 de ancho B .

Análisis de la capacidad de carga. Un análisis simple y conservador fue deducido por Bell, ampliado por Terzaghi y más tarde modificado por los autores. En este método se sustituye la superficie curva de falla por dos planos rectos, como se indica en la figura 9.3.

Se supone una cimentación de ancho B y largo infinito, como la de un largo muro. En el momento de la falla, la cimentación ejerce una presión de q_0 , que es la *máxima capacidad de carga* o simplemente la *capacidad de carga* del suelo. El suelo inmediatamente debajo de la cimentación se supone que está en compresión de manera similar a una muestra en la prueba de esfuerzo cortante triaxial. El esfuerzo principal mayor en esta zona, II, es igual a la carga de la cimentación q_0 , si se desprecia el peso del suelo debajo de la cimentación. El esfuerzo principal menor en la zona II es producido por la resistencia de la zona I a ser comprimida. La zona I es como una muestra sometida a esfuerzo cortante triaxial, pero acostada, de manera que el esfuerzo principal mayor es horizontal. En el momento de la falla de la cimentación ambas zonas fallan simultáneamente por esfuerzo cortante y el esfuerzo principal menor de la zona II, σ_{3-II} , es igual al esfuerzo principal mayor de la zona I, σ_{1-I} .

El esfuerzo principal menor de la zona I proviene del promedio del esfuerzo vertical producido por el propio peso del suelo y de cualquier sobrecarga q' . La *sobrecarga* (figura 9.4) es cualquier presión permanente confinada encima del nivel de la cimentación, como es el peso de un basamento o el peso del suelo por arriba del nivel de la cimentación:

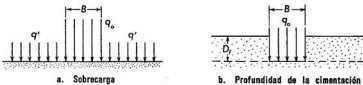


Fig. 9.4 Sobrecarga y profundidad de la cimentación.

$$q' = \gamma D_f. \quad (9:1)$$

La altura de la zona de falla es $B \tan \alpha$, siendo α el ángulo de la zona de falla, $\alpha = 45 + (\varphi/2)$. El esfuerzo principal menor promedio, debido al peso del suelo, es por lo tanto, $(\gamma B/2 \tan \alpha)$; y el esfuerzo principal menor total es:

$$\sigma_{3-1} = q' + \frac{\gamma B}{2} \tan \alpha. \quad (9:2a)$$

Si se conoce el esfuerzo principal menor, se puede hallar gráficamente el esfuerzo principal mayor de la zona I por la circunferencia de Mohr

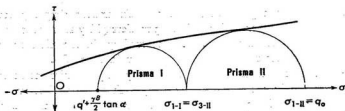


Fig. 9.5 Circunferencias de Mohr para el análisis de capacidad de carga basado en planos de falla rectos y zonas prismáticas de compresión triaxial y cortante.

(figura 9.5). Este es esencialmente el empuje pasivo y es el que resiste la combadura de la zona II. Como este esfuerzo es igual al esfuerzo principal menor de la zona II, una segunda circunferencia de Mohr dará el esfuerzo principal mayor de la zona II, que es la máxima capacidad de carga:

$$\sigma_{1-II} = q_0. \quad (9:2b)$$

El análisis gráfico se puede emplear para cualquier suelo sea cual fuere la forma de la envolvente de Mohr. Si ésta se puede aproximar a una línea recta de la forma

$$s = c' + p \tan \varphi', \quad (3.32b)$$

la capacidad de carga máxima se puede hallar también analíticamente por medio de un análisis trigonométrico de la circunferencia de Mohr (figura 9.6):

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} &= \left(\frac{c'}{\tan \varphi'} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) \tan \varphi' \\ \sigma_1 &= \sigma_3 \left(\frac{1 + \tan \varphi'}{1 - \tan \varphi'} \right) + 2c' \left(\frac{\cos \varphi'}{1 - \tan \varphi'} \right), \\ \sigma_1 &= \sigma_3 \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha. \end{aligned} \quad (9:2c)$$

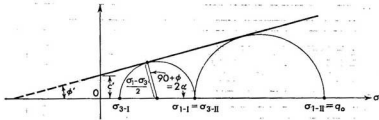


Fig. 9.6 Análisis por la circunferencia de Mohr basado en una envolvente de Mohr de línea recta.

$$\sigma_{1-I} = \left(q' + \frac{\gamma B}{2} \tan \alpha \right) \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha,$$

$$q_0 = \sigma_{1-II} = \left[\left(q' + \frac{\gamma B}{2} \tan \alpha \right) \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha \right] \tan^2 \alpha + 2c' \tan \alpha,$$

$$q_0 = \sigma_{1-II} = \frac{\gamma B}{2} \tan^4 \alpha + 2c' (\tan \alpha + \tan^3 \alpha) + q' \tan^4 \alpha. \quad (9:2d)$$

Esta es una expresión general de la capacidad de carga máxima de cualquier suelo con una envolvente de Mohr en línea recta. Se puede usar para suelos no cohesivos haciendo $c' = 0$ y para arcillas saturadas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje, haciendo $\varphi' = 0$, $c = c'$ y $\tan \alpha = 1$.

Ecuación general de capacidad de carga - Terzaghi - Meyerhof.

La ecuación para la capacidad de carga se puede escribir en una forma simple:

$$q_0 = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + c' N_c + q' N_q. \quad (9:3)$$

Los símbolos N_γ , N_c y N_q son factores de la capacidad de carga, que son funciones del ángulo de fricción interna. El término que contiene el factor N_γ , muestra la influencia del peso del suelo y el ancho de la cimentación, el que contiene N_c muestra la influencia de la cohesión y el que contiene N_q , la influencia de la sobrecarga. Los valores de estos factores para diferentes ángulos se dan en la figura 9.7.

Esta expresión general fue deducida por Terzaghi^{9:4} de un análisis más riguroso de la capacidad de carga y se basa en acercar la forma de la superficie de falla por esfuerzo cortante a una combinación de líneas rectas y espirales logarítmicas. El análisis fue mejorado posteriormente por Meyerhof, pero los resultados se expresan en la misma forma. Los valores de los factores de la capacidad de carga de Meyerhof se dan en la figura 9.7.

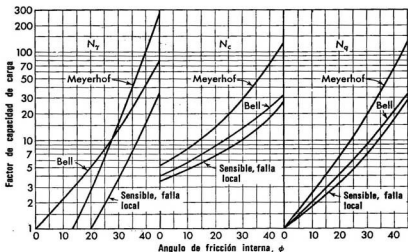


Fig. 9.7 Factores de capacidad de la carga para la ecuación general de capacidad de carga (Tomada de Meyerhof^{19:5}.)

Ambos análisis, el de Terzaghi y el de Meyerhof, suponen el desarrollo de una superficie completa de esfuerzo cortante y una falla total por esfuerzo cortante. Sin embargo, las arenas muy sueltas y las arcillas de alta sensibilidad fallan por esfuerzo cortante local o progresivo, cuando se produce una grieta local alrededor de la cimentación o cuando se forma el cono o cuña debajo de la cimentación. Terzaghi sugiere una reducción empírica de los factores de la capacidad de carga para esta condición. Los factores de Meyerhof reducidos que se aplican a arenas que tengan una compacidad relativa de menos de 30 o arcillas con una sensibilidad de más de 10, también se dan en la figura 9.7. Los factores del análisis simplificado de Bell caen entre los valores límites del análisis más exacto.

Cimentaciones rectangulares y circulares. Tanto en el análisis de Bell-Terzaghi como en el de Terzaghi-Meyerhof se ha supuesto que la cimentación es infinitamente larga. Cuando la cimentación tiene una longitud limitada se producen esfuerzos cortantes en superficies que forman ángulo recto con las previamente descritas y los factores de capacidad de carga N_c y N_T cambian. En la tabla 9:1 se dan los factores de corrección por los que deben multiplicarse los factores de capacidad de carga, siendo L y B el largo y el ancho, respectivamente, de la cimentación.

Efecto de las propiedades del suelo y las dimensiones de la cimentación. Como se puede ver en la ecuación general, la capacidad de carga depende del ángulo de fricción interno ϕ (o ϕ'), del peso específico

TABLA 9 : 1 FACTORES DE CORRECCION PARA CIMENTACIONES RECTANGULARES Y CIRCULARES

Forma de la cimentación	Corrección para N_c	Corrección para N_γ
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular $L/B = 2$	1.12	0.90
$L/B = 5$	1.05	0.95
Circular*	1.2	0.70

* Substituir el diámetro D por el ancho B .

del suelo γ , del ancho de la cimentación B de la cohesión c (o c') y de la sobrecarga q' . El ángulo de fricción interna es el que tiene mayor influencia, porque los tres factores aumentan rápidamente con sólo un pequeño aumento de este ángulo.

Si el ángulo de fricción interna es cero, como en el caso de las arcillas saturadas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje, los términos primero y tercero se hacen muy pequeños y solamente la cohesión contribuye materialmente a la capacidad de carga. En este caso, y para fines prácticos, en la arcilla saturada

$$q_0 = cN_c \quad (9:4a)$$

$$q_0 = 5.2c \text{ (para cimientos largos)} \quad (9:4b)$$

$$q_0 = 6.5c \text{ (para cimientos cuadrados)} \quad (9:4c)$$

Tanto el primero como el tercero de los términos de la ecuación dependen del peso específico del suelo. Cuando la zona de esfuerzo cortante está por arriba del nivel freático (la parte inferior del cimiento a una altura sobre el nivel del agua igual a B aproximadamente), se usa para los cálculos el peso específico total del suelo; pero cuando el nivel freático está a la altura de la base del cimiento, debe usarse en el primer término el peso específico del suelo sumergido, $\gamma' = \gamma - \gamma_{w0}$. Este efecto es reducir esa parte de la capacidad de carga a cerca de la mitad. Si el nivel freático está por arriba de la parte inferior del cimiento, también se afecta el peso de la sobrecarga.

El primer término de la ecuación varía en proporción directa al ancho de la cimentación. Esto significa que en suelos no cohesivos, como las arenas, la capacidad de carga en cimientos pequeños es baja y en cimientos grandes muy alta. Estimar la capacidad de carga de una arena por pruebas directas en pequeña escala es erróneo, porque la capacidad de carga del cimiento en su tamaño natural será mucho mayor. En las arcillas saturadas sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje, el ancho de la cimentación tiene poco efecto en la capacidad de carga.

El tercer término es proporcional a la sobrecarga q' . Para las arcillas saturadas en las que φ es cero y N_q es igual a uno, la contribución de la sobrecarga a la capacidad de carga es pequeña. En los suelos que tienen un ángulo de fricción interna alto, una pequeña sobrecarga produce un gran aumento en la capacidad de carga.

Efecto de la excentricidad. Si la carga no está aplicada concéntricamente, el momento de volcamiento reduce la capacidad de carga. Según Meyerhof,^{9:8} la cimentación cargada excéntricamente reacciona como si el ancho se hubiera reducido a B' :

$$B' = B - 2e. \quad (9:5)$$

En esta expresión e es la excentricidad de la resultante de la carga de la columna y el peso del cemento, figura 9.8a. Si hay excentricidad

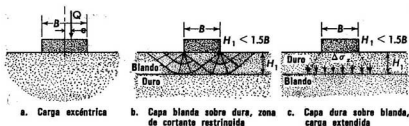


Fig. 9.8 Capacidad de carga con cargas excéntricas o en suelos estratificados.

en dos direcciones, tanto el ancho como el largo, se reducen de acuerdo con la ecuación (9:5). El valor de q_0 calculado a partir del ancho reducido es el valor promedio, y se vuelve a usar con el ancho reducido para calcular la capacidad total Q .

El método que se seguía antiguamente para calcular la distribución de la presión en una cimentación excéntricamente cargada, consistía en suponer que la presión variaba linealmente de uno a otro lado de la cimentación, de manera similar a como se distribuyen los esfuerzos en una columna excéntricamente cargada. Se usaba entonces la presión máxima para calcular el factor de seguridad. Este método aproximado es aceptable para pequeñas excentricidades, pero el ancho calculado por la ecuación (9:5) está más de acuerdo con la realidad.

Efecto de la carga inclinada. Si la carga no es vertical la forma de distribución del esfuerzo cortante se altera. La componente horizontal de la carga aumenta el esfuerzo lateral en la zona circundante, con la cual se ve disminuida la resistencia al esfuerzo lateral que genera la componente vertical de la carga. Meyerhof ha propuesto correcciones a los factores de la fórmula de capacidad de carga para calcular la máxima

TABLA 9:2 FACTORES DE CORRECCION PARA CARGAS INCLINADAS

Factor de capacidad de carga	Df	Inclinación de la carga con respecto a la vertical			
		0	10°	20°	30°
N_y	0	1.0	0.5	0.2	0
N_y	B	1.0	0.6	0.4	0.25
N_c	0 a B	1.0	0.8	0.6	0.4

capacidad de carga correspondiente a la componente vertical de la carga. Estos factores de corrección se dan en la tabla 9:2.

Capacidad de carga en suelos no homogéneos. Si el suelo no es homogéneo el análisis anteriormente expuesto no se puede aplicar directamente, pero se puede seguir un método aproximado. Cuando las variaciones de c' y de ϕ' son al azar o cuando hay una secuencia repetida de finos estratos con diferentes c y ϕ dentro de la zona hipotética de esfuerzo cortante, figura 9.3, se pueden usar los promedios de c y de ϕ . Si las variaciones son mayores de ± 20 por ciento del promedio, se debe proyectar con un factor de seguridad algo mayor.

Si sobre un estrato resistente hay uno débil, figura 9.8b, el esfuerzo cortante se deberá circunscribir al estrato débil y el resistente no se incluirá en la falla. La capacidad de carga se calculará teniendo en cuenta solamente la resistencia del estrato débil. Debido a que la zona de esfuerzo cortante está restringida, la verdadera capacidad de carga excederá la calculada.

Si el estrato resistente está sobre el débil, el estrato resistente distribuye la carga en una extensión mayor sobre el estrato débil, reduciendo la presión sobre este último, figura 9.8c. La falla se produce por cortante en el estrato débil cuando el resistente se flexiona hacia abajo por efecto de la carga. La capacidad de carga se calcula por la resistencia del estrato débil usando la presión reducida $q = \Delta\sigma_z$ calculada por el método aproximado de la ecuación (9:6).

9:3 ESFUERZO Y ASENTAMIENTO

Cuando una carga, como es el peso de una estructura, se coloca sobre la superficie de una masa de suelo, el suelo se deforma, produciéndose el asentamiento de la estructura. Esta no es una propiedad exclusiva de los suelos, sino que es compartida por todos los materiales. De la misma manera que la flecha de una viga puede ser un factor de limitación en el proyecto estructural, el asentamiento del suelo producido por las cargas es con frecuencia el factor predominante en el proyecto de las cimentaciones.

El asentamiento del suelo producido por la carga proviene de dos causas: el cambio en la relación de vacíos del suelo o roca y la distorsión o cambio de formas del suelo inmediatamente debajo de la carga. Al primero se le llama *asentamiento por compresión*, y al segundo *asentamiento por distorsión o por contacto*.

Ambos asentamientos dependen de los esfuerzos que se producen en el suelo por la cimentación u otras cargas en la superficie. Haciendo suposiciones simplificadoras de las propiedades físicas de los suelos, se pueden calcular los esfuerzos por la teoría de la elasticidad; basado en esto se pueden hallar los asentamientos por los esfuerzos producidos, usando las propiedades físicas del suelo determinadas en el laboratorio.

Esfuerzos debidos al peso del suelo. El esfuerzo efectivo vertical inicial en una masa de suelo, antes que se construya la estructura, es aproximadamente igual al peso del suelo menos el esfuerzo neutro. A una profundidad z en un suelo homogéneo, de 7:1b, tenemos:

$$\sigma'_{z0} = \gamma z - u. \quad (8:1b)$$

Si el suelo se compone de diferentes estratos, cada uno con peso específico diferente, el esfuerzo vertical a cualquier nivel es igual a la suma de sus pesos menos el esfuerzo neutro.

Los cambios en el esfuerzo neutro pueden jugar un papel importante en el asentamiento de una estructura.

Como se expuso en la sección 7:1, al deprimir el nivel freático en un lugar se puede aumentar el esfuerzo efectivo y producir asentamientos comparables a los producidos por el peso de un edificio. Un descenso típico del nivel freático de 0.50 a 1.00 m, es equivalente al peso de un edificio de un piso (ver ejemplo 7:1). Se han producido graves asentamientos, que se han extendido mucho más allá de los límites de un edificio, por las obras de drenaje y por lo tanto éstas deben ser incluidas en cualquier evaluación del asentamiento.

Esfuerzos debidos a cargas en la superficie. Cuando se aplica una carga en la superficie de una masa de suelo, los esfuerzos verticales dentro de la masa de suelo aumentan. Si el suelo fuera una serie de columnas independientes, la carga sería soportada por las columnas situadas inmediatamente debajo de la carga y las otras no sufrirían cambio alguno; pero el suelo es una masa coherente en que las columnas de suelo están interconectadas elásticamente. La carga que se aplica en un punto se transmite a través de toda la masa de suelo, extendiéndose lateralmente a medida que aumenta la profundidad.

En una aproximación muy tosca se puede suponer que la carga se extiende a través de la masa de suelo como si ella estuviera soportada por una pirámide truncada, como se representa en la figura 9.9. Los

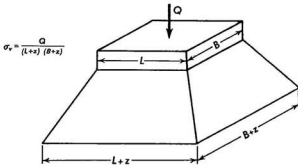


Fig. 9.9 Método aproximado para calcular el aumento promedio del esfuerzo vertical a la profundidad z por debajo de una cimentación rectangular cuyas dimensiones son L y B . Se supone que la cimentación está soportada por una pirámide truncada de suelo cuyos lados tienen una pendiente de 2 (vertical) a 1 (horizontal).

lados de la pirámide tienen una pendiente de 2 (vertical) a 1 (horizontal), lo que significa que la base de la pirámide aumenta 1 metro en largo y en ancho por cada metro de aumento en la profundidad. El aumento de esfuerzo promedio en el suelo a la profundidad z por debajo de una cimentación de dimensiones L y B y cuya carga sea Q y la presión unitaria q , es:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{(L+z)(B+z)} = \frac{qLB}{(L+z)(B+z)} \quad (9:6)$$

Esta aproximación es útil en el estudio preliminar del asentamiento. Puede ser errónea porque no indica la variación del esfuerzo en distintos puntos que estén a la misma profundidad y no indica los esfuerzos en el suelo fuera de la pirámide.

Una representación más exacta de la distribución de los esfuerzos dentro de la masa de suelo se puede obtener por varias teorías de elasticidad. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa. El aumento es mayor directamente debajo de la carga, como se representa en la figura 9.10, pero se extiende infinitamente en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzo directamente debajo de la carga; pero si a una profundidad determinada fueran integrados los incrementos de esfuerzos en el área en que son aplicados, la fuerza total sería igual a la carga aplicada Q . Cerca de la superficie la distribución del esfuerzo depende del tamaño del área cargada y de la distribución de la presión por contacto, pero a profundidades mayores que dos veces el ancho del área cargada, la distribución del esfuerzo es prácticamente independiente de como se aplica la carga Q .

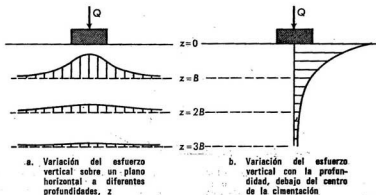


Fig. 9.10 Esfuerzos verticales en una masa de suelo, debidos a la carga Q aplicada a la superficie del terreno por una cimentación cuadrada de ancho B .

Se han usado muchas fórmulas, basadas en la teoría de la elasticidad, para calcular los esfuerzos en el suelo; todas son similares y se diferencian solamente en las suposiciones que se hacen respecto a las condiciones elásticas de la masa de suelo y en la geometría del área cargada. Una de las fórmulas más ampliamente usadas es la publicada por Boussinesq, matemático francés, en 1885 y adaptada a la ingeniería del suelo por Jurgenson.⁹¹⁷ El supone una masa de suelo homogénea, elástica e isotrópica que se extiende infinitamente en todas direcciones por debajo de una superficie de la masa y el incremento de esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_z$, a la profundidad z y a una distancia horizontal r del punto de aplicación de la carga Q , se calcula por la fórmula siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (9:7)$$

Westergaard publicó en 1938 una fórmula que se ajusta más a las condiciones elásticas de una masa estratificada de suelo. El supone una masa homogénea elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables, de espesores despreciables. La fórmula para el incremento de esfuerzo vertical producido por una carga concentrada aplicada en la superficie de un suelo compresible (con módulo de Poisson igual a cero), es la siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{\pi z^2 [1 + 2(r/z)^2]^{3/2}} \quad (9:8)$$

Ambas ecuaciones se pueden usar para calcular el incremento de esfuerzo producido por una cimentación, si la profundidad z es mayor que dos veces, aproximadamente, el ancho de la cimentación B . Para profun-

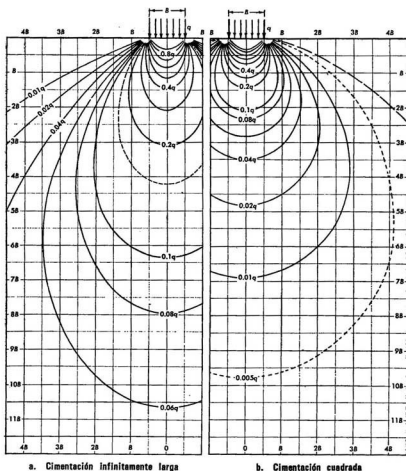


Fig. 9.11 Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación en un sólido semi-infinito y elástico; análisis de Boussinesq. Los esfuerzos están dados en función de la presión uniforme q , en la cimentación; las distancias y profundidades están dadas en función del ancho de la cimentación, B .

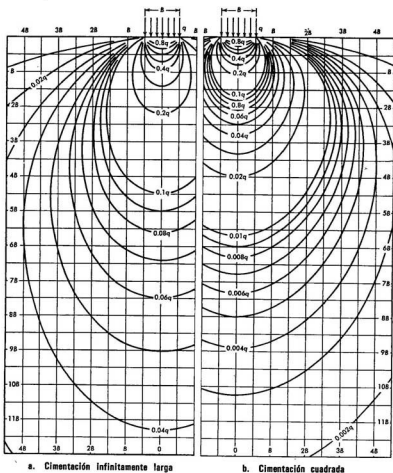


Fig. 9.12 Líneas isobáricas de esfuerzo vertical debajo de una cimentación en un material de finos estratos, semi-infinito y homogéneo; análisis de Westergaard. Los esfuerzos están dados en función de la presión uniforme q , en la cimentación; las distancias y profundidades están dadas en función del ancho de la cimentación, B .

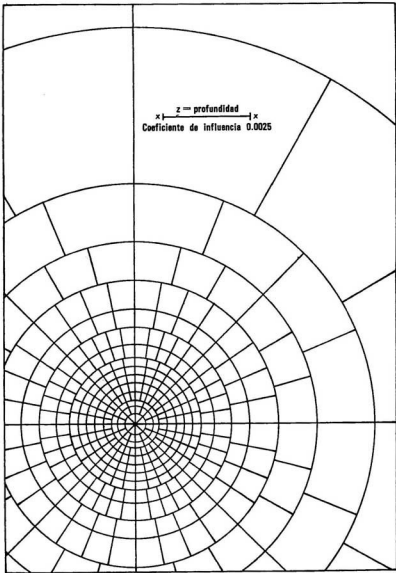


Fig. 9.13 Gráfico de influencia para calcular los esfuerzos verticales debajo de una cimentación uniformemente cargada en un suelo homogéneo semi-infinito, elástico e isotrópico; análisis de Boussinesq. [Tomado de N. Newmark; gráfico cortesía de Soil Engineering Laboratory, Georgia Institute of Technology.]

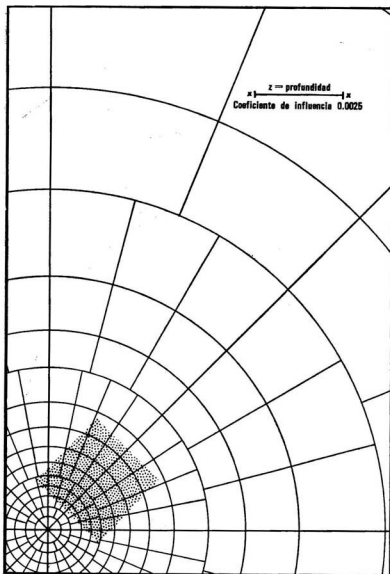


Fig. 9.14 Gráfico de influencia para calcular los esfuerzos verticales debajo de una cimentación uniformemente cargada, en un suelo de finos estratos, semi-infinito y homogéneo; análisis de Westergaard. (Tomado de N. Newmark; gráfico cortesía de Soil Engineering Laboratory, Georgia Institute of Technology.)

tidades menores la presión producida por la cimentación debe ser integrada en toda el área de la cimentación para dar el incremento de esfuerzo. Los resultados de estas integraciones se presentan en los gráficos de las figuras 9.11, 9.12, 9.13 y 9.14. Los dos primeros dan las líneas de iguales esfuerzos (*isobaras*) debajo de una cimentación de ancho B que ejerce una presión uniforme q en la superficie del suelo. El lado izquierdo de cada gráfico es para cimentaciones de largo infinito y el lado derecho para cimentaciones cuadradas. La profundidad y la distancia horizontal están expresadas en términos del ancho B de la cimentación. Las líneas de iguales esfuerzos representan fracciones de la presión q . Cuando la cimentación es rectangular, se puede usar el gráfico para cimentaciones cuadradas, con ligero error, suponiendo que $B = \sqrt{A}$, siendo A el área de la cimentación.

Las figuras 9.13 y 9.14 son gráficos circulares ideados originalmente Por Newmark,^{9,10} se dibuja la cimentación en un papel transparente a una escala tal que la profundidad z , a la cual se quieren determinar los esfuerzos, sea igual (a la misma escala) que la línea clave $x-x$ del gráfico. Se coloca el papel sobre el gráfico de manera que el punto en el que se quieren determinar los esfuerzos esté situado en el centro del círculo. Se cuenta el número de cuadrados que cubre la cimentación y este número multiplicado por la presión en la cimentación y el coeficiente de influencia del gráfico, 0.0025, da el incremento de esfuerzo a esa profundidad.

Ejemplo 9 : 1

Calcular el incremento de esfuerzo a la profundidad de 3.00 m y a 2.40 m del centro de un cimiento cuadrado de 3.00 m de lado y que ejerce una presión de 1.50 kg/cm² en un suelo estratificado.

1. Usando el lado derecho de la figura 9.12. La profundidad del punto, 3.00 m, es igual a B . La distancia horizontal, 2.40 m, es igual a 0.8 de B . En el gráfico se encuentra que la línea que corresponde es 0.09.

$$\Delta\sigma_z = 0.09 \times 1.50 = 0.135 \text{ kg/cm}^2$$

2. Usando la figura 9.14. El cimiento (dibujado a escala) cubre 36 cuadrados.

$$\Delta\sigma_z = 36 \times 0.0025 \times 1.50 = 0.135 \text{ kg/cm}^2.$$

Cuando varias cargas actúan simultáneamente, como en el caso de los cimientos de un edificio, el incremento total de esfuerzo en un punto es la suma de los incrementos de esfuerzo producidos por cada carga independientemente.

Con la computadora digital se calcula fácilmente el esfuerzo en un punto producido por una combinación de cargas. Las cargas distribuidas en las diferentes áreas se sustituyen por cargas concentradas convenientemente espaciadas, que produzcan la misma carga total, para lo cual se aplican directamente las ecuaciones (9:7) y (9:8). Los resultados se pueden registrar en forma tabular para el análisis de los asentamientos o en forma gráfica, poniendo los esfuerzos en función de la profundidad, para una ubicación dada, o los esfuerzos como función de la ubicación para una profundidad dada, en forma similar a la de la figura 9.10.

Cálculo de asentamiento por compresión. El asentamiento por compresión de cada estrato de suelo se calcula usando el esfuerzo inicial promedio, el incremento de esfuerzo promedio y la curva de esfuerzo-relación de vacíos del suelo, que se dibujó con los datos de una prueba de consolidación hecha en el laboratorio. Los asentamientos de todos los estratos compresibles se suman para obtener el asentamiento total en ese punto.

El esfuerzo efectivo inicial promedio en cada estrato es igual al esfuerzo inicial en la mitad del estrato, porque los esfuerzos aumentan en proporción directa con la profundidad. Sin embargo, el incremento de esfuerzo promedio no es igual al esfuerzo en la mitad del estrato, porque la relación entre el incremento de esfuerzo y la profundidad no es lineal. Si el estrato es de poco espesor y relativamente profundo, es suficiente usar el esfuerzo en la mitad del estrato como promedio; pero si el estrato es más grueso que el ancho del cimiento y su profundidad es menor que dos veces el ancho del cimiento, se debe dividir el estrato en varias capas y calcular el esfuerzo promedio para cada una.

La relación de vacíos inicial que corresponde al esfuerzo efectivo inicial promedio y el cambio en la relación de vacíos producido por el incremento de esfuerzo promedio se toman directamente de la curva de esfuerzo-relación de vacíos, como se muestra en la figura 9.15. Si se está seguro que los esfuerzos exceden cualquier carga de preconsolidación, se puede usar el índice de compresión para calcular el cambio en la relación de vacíos, como se indica en la ecuación 3:16. El asentamiento para un estrato o substrato, de espesor H , se determina por la fórmula

$$\Delta H = \frac{H \Delta e}{1 + e_0} \quad (3:14)$$

El asentamiento por compresión es con frecuencia un proceso largo que requiere años para completarse, como se muestra en la figura 9.15b. Para estimar el asentamiento que se producirá en un período de tiempo se puede hacer uso de las ecuaciones (3:19) y (3:20), conociendo el

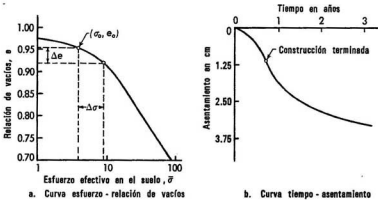


Fig. 9.15 Curva típica de esfuerzo-relación de vacíos de un suelo y curva de tiempo-asentamiento para una estructura.

coeficiente de consolidación del suelo. Como los diferentes estratos suelen tener velocidades de consolidación muy diferentes, se debe analizar cada estrato separadamente y el asentamiento total en un período de tiempo determinado será la suma de los individuales.

El análisis del asentamiento por consolidación se adapta a una forma tabular para el cálculo. Se calculan los esfuerzos, los cambios en la relación de vacíos o porcentaje de asentamiento y los asentamientos, para cada estrato o substrato compresible y la suma de éstos en cada punto es el asentamiento total. Este procedimiento no se puede adaptar directamente para hacer el cálculo en una computadora, porque las curvas de esfuerzo-relación de vacíos o de porcentaje de asentamiento no se pueden representar, generalmente, por una función matemática simple. La proporcionalidad en la zona de carga virgen es una excepción y en muy pocos problemas prácticos los esfuerzos están totalmente comprendidos en esa zona. Sustituyendo la curva de esfuerzo-relación de vacíos por una serie de líneas rectas cortas, es factible hacer el cálculo utilizando una computadora. Las soluciones tabulares, con la ayuda de una máquina de calcular corriente, se adaptan bien al análisis de los asentamientos, usando las curvas de esfuerzo-relación de vacíos.

Asentamiento por distorsión.^{9:4} El asentamiento por distorsión o por contacto, se produce por el cambio de forma de la masa de suelo, más bien que por el cambio de la relación de vacíos. El suelo inmediatamente debajo de la cimentación se deforma hacia abajo y se comba lateralmente en forma de barril, lo que permite que la cimentación se asiente.

Las arcillas saturadas, muchas rocas y otros materiales elásticos similares se comportan como una masa de gelatina o goma cuando se cargan,

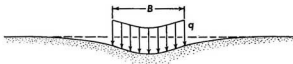


Fig. 9.16 Perfil del asentamiento por distorsión de una cimentación flexible cargada uniformemente, en un sólido elástico como una arcilla saturada.

porque su módulo de elasticidad es casi constante cualquiera que sea el esfuerzo de confinamiento. Si se aplica una presión uniforme de $q \text{ kg/cm}^2$ sobre su superficie, tanto el área cargada como la superficie adyacente que no tiene carga se deformarán, dando un perfil combado (figura 9.16). Esto es similar a la deformación o combadura que se produce en un bastidor de muelles cuando una persona se sienta en su centro. La forma de la curva de deformación se puede calcular por los métodos de la teoría de la elasticidad. Los asentamientos ρ en el centro y en una esquina de un área cargada de forma cuadrada de lado B , están dados por las fórmulas siguientes:

$$\text{esquina} = \frac{0.42qB}{E}, \quad (9:9a)$$

$$\text{centro} = \frac{0.84qB}{E}. \quad (9:9b)$$

Se supone que el suelo tiene un volumen constante mientras se aplica la carga y que es homogéneo hasta una profundidad por lo menos igual a dos veces el ancho de la cimentación. El asentamiento por distorsión de áreas rectangulares cargadas se puede hallar, aproximadamente, haciendo en las fórmulas anteriores $B = \sqrt{A}$.

El asentamiento por distorsión debido a cargas uniformes en suelos no cohesivos produce una curva de deformación que es cóncava hacia abajo (figura 9.17). Como el suelo cerca de los bordes del área cargada no está confinado lateralmente, es empujado hacia afuera por la presión lateral de la arena, que está más cerca del centro del área, combándose los bordes por falta de soporte. La arena del centro está confinada



Fig. 9.17 Perfil del asentamiento por distorsión de una cimentación flexible cargada uniformemente, en un suelo no cohesivo.

por la presión de todos los lados; por lo tanto, su módulo de elasticidad es más alto que el de la arena que está en los bordes, lo que significa un mayor asentamiento en los bordes que en el centro. Hasta ahora no se ha encontrado una manera de calcular la forma de esta curva. Los experimentos y observaciones indican que cuanto más ancha es el área cargada más plana es la curva en el centro.

Las presiones uniformes no son corrientes. Pueden ocurrir bajo grandes tanques de petróleo en los que el fondo es una fina plancha de acero que se apoya directamente sobre el suelo o sobre una delgada losa de concreto. Presiones aproximadamente uniformes se producen en grandes áreas cuando un grupo de columnas igualmente espaciadas transmiten sus cargas a una cimentación flexible, continua o a amplios cimientos.

La forma más corriente de aplicar una carga a la superficie del suelo o de la roca es a través de una cimentación de concreto relativamente rígida.

El asentamiento por distorsión producido por cargas rígidas sobre arcillas saturadas y suelos similares, cuyos módulos de elasticidad son independientes de la presión de confinamiento, se puede calcular por la teoría de la elasticidad. Las fórmulas siguientes dan el asentamiento por distorsión de cimentaciones cuadradas de lado B en un suelo cuyo módulo de elasticidad, E , es homogéneo. Se puede usar esta fórmula para otras formas de cimentación haciendo $B = \sqrt{A}$, siendo A el área del cimiento:

$$\rho = \frac{0.6qB}{E}, \quad (9:10a)$$

$$\rho = \frac{0.6Q}{E\sqrt{A}} \quad (9:10b)$$

Esto indica que si el asentamiento por distorsión de una área con una carga Q se quiere reducir a la mitad, el área debe aumentarse cuatro veces. Para tener iguales asentamientos por contacto en cimientos cuadrados con cargas totales diferentes, la presión promedio q debe variar inversamente con relación a las cargas totales:

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{Q_2}{Q_1} \quad (9:11)$$

El cálculo del asentamiento por distorsión de una cimentación rígida sobre un suelo no cohesivo es más difícil, porque el módulo de elasticidad varía con el estado de los esfuerzos.^{9:10} Una aproximación burda, pero útil para estimar los asentamientos, es la de considerar que el cimiento está soportado por un prisma de suelo del mismo ancho y largo que la cimentación. El prisma se divide en cortos segmentos y se calculan los esfuerzos iniciales vertical y horizontal de cada segmento. Los esfuerzos horizontal y

vertical que hay que sumar para cada incremento de carga, se calculan por las ecuaciones de Boussinesq, 8:19 y 9:7.

Se calculan los esfuerzos promedio vertical y horizontal en cada segmento para cada incremento de la carga de la cimentación. Con estos valores se halla el módulo de elasticidad (que incluye la distorsión y el cambio de relación de vacíos) que es aplicable de acuerdo con los datos de los ensayos realizados, como en la figura 3.34. Se calcula el asentamiento por distorsión de cada segmento del prisma para cada incremento de carga y la suma de éstos es el asentamiento total de la cimentación. En una arena homogénea, la mayor parte del asentamiento se produce dentro de una profundidad igual a $1.5B$, para cimientos cuadrados y de $2B$ para cimientos rectangulares. Es suficiente calcular los asentamientos para estas profundidades solamente.

Presión de contacto. La presión que actúa entre la superficie inferior de la cimentación y el suelo es la presión de contacto. Es importante en el proyecto estructural de las cimentaciones, porque determina la distribución del momento flexionante y de la fuerza cortante. Como se muestra

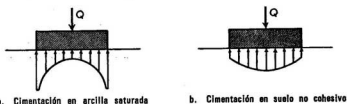


Fig. 9.18 Presión por contacto en la base de una cimentación rígida.

en las figuras 9.16 y 9.17 el asentamiento por distorsión de una cimentación que ejerce una presión uniforme sobre el suelo no es uniforme; por lo tanto, la cimentación debe ser flexible para que se pueda adaptar a la forma del asentamiento y mantener la presión uniforme. Si la cimentación es rígida no se puede adaptar; en este caso la reacción del suelo será mayor en los puntos donde la deformación sea menor y el cemento salvará las áreas de máxima deformación. El resultado es una redistribución de la presión como se indica en la figura 9.18. La presión será máxima en los bordes exteriores en una cimentación sobre suelo elástico, como la arcilla saturada y máxima en el centro de una cimentación sobre suelo no cohesivo. En el caso de cimentaciones muy amplias (o de superficie muy considerable) en suelo no cohesivo la presión es uniforme en el centro, pero decae hacia los bordes, donde el confinamiento de la arena es menor.

9:4 OBSERVACION DE LOS ASENTAMIENTOS 9:11

Siempre que el asentamiento que se haya previsto para una estructura exceda de 1.25 cm, deben hacerse observaciones cuidadosas para comprobar la exactitud del que se haya estimado. Se hacen tantas suposiciones en los cálculos del asentamiento, que su exactitud es casi siempre pobre y la única manera de que esos cálculos se puedan mejorar es correlacionando los valores medidos con los calculados.

El primer punto esencial para la exactitud de la medida de los asentamientos es tener un punto de referencia fijo, que debe establecerse en roca si es posible. En áreas en que el suelo tiene un gran espesor, se pueden construir los puntos de referencia hincando en el suelo un tubo de 10 cm que atraviese todo el suelo compresible; se extrae la tierra del interior del tubo y se perfora el suelo firme y la roca, por debajo del tubo, con una barrena para suelos o con broca de diamantes (capítulo 6). Se coloca un tubo de 5 cm dentro del tubo de 10 cm y se asegura al suelo firme o a la roca inyectando mortero de cemento. El tubo interior es el punto de referencia fijo y el tubo exterior es simplemente una camisa que aísla el tubo interior del movimiento del suelo. El segundo punto esencial es tener puntos de referencia fijos en diferentes elementos de la estructura. Se deben hacer lecturas de los asentamientos cada varias semanas durante la construcción y una vez al año después que ésta se haya terminado. Las lecturas de los asentamientos se pueden hacer empleando un buen nivel de ingeniero o un nivel de agua especialmente preparado para ese fin.

La observación de los asentamientos durante la construcción puede servir para prevenir dificultades por otras causas. Los deslizamientos, hundimientos subterráneos y fallas por falta de capacidad de carga, comienzan, por lo general, con un lento pero gradual aumento de la velocidad de

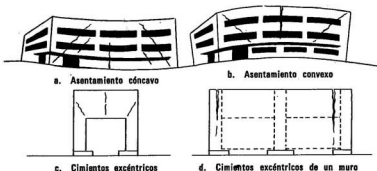


Fig. 9.19 Modelos de las grietas por asentamiento.

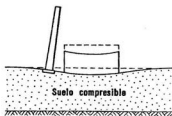
asentamiento. Estas dificultades se pueden corregir, generalmente, antes de que ocurra la falla, si se atienden a tiempo.

Los asentamientos excesivos producen generalmente el agrietamiento de los edificios y en algunos casos el colapso de la estructura. El ingeniero debe encontrar las causas de los diferentes tipos de agrietamiento, para corregirlos antes de que se produzca el colapso de la estructura. El asentamiento uniforme no produce grietas, a no ser en las tuberías de agua y desagüe situadas dentro de la estructura. Los diferenciales pueden producir grietas o desplomes de la estructura o ambas cosas. La disposición de las grietas depende de qué parte del edificio se ha asentado más, el centro o los extremos. Los diagramas de la figura 9.19 ilustran las diferentes disposiciones de las grietas y tipos de fallas que pueden ocurrir.

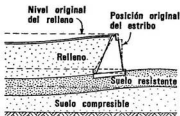
El asentamiento cóncavo es la forma usual para estructuras uniformemente cargadas en suelo compresible. La zona de asentamiento tiene la forma de una salsera y se extiende bastante fuera de los límites de la estructura. Los edificios cercanos pueden ser afectados por la zona de asentamiento y producir nuevas grietas. El asentamiento convexo se produce en construcciones de muros de carga o estructuras sobre arena suelta.

Son frecuentes las grietas cuando los cimientos están excéntricamente cargados, pues se produce un momento en la base de la columna o muro de carga que puede causar la falla de ese elemento. Esto ocurre especialmente en los muros de carga exteriores, que están muy cerca de la línea de propiedad. El proyectista está tentado a hacer el cimiento más ancho interior que exteriormente y el resultado puede ser una grieta, como se muestra en las figuras 9.19c y d.

El desplome es grave en estructuras altas y esbeltas, como son las chimeneas y pilas de puentes. Suele ocurrir cuando la compresibilidad del suelo no es uniforme; también se puede producir cuando la causa principal del asentamiento es una carga pesada a cierta distancia de una estruc-



a. Inclínación de una chimenea causada por la forma del asentamiento de un edificio pesado adyacente



b. Inclínación hacia atrás del estribo de un puente debido a la consolidación de un suelo compresible por efecto del peso del relleno

Fig. 9.20 Inclínación o desplome de estructuras producido por cargas pesadas adyacentes.

TABLA 9 : 3 CAUSAS DEL ASENTAMIENTO

Causa	Forma como se produce		Magnitud del asentamiento	Velocidad del asentamiento
Carga estructural	Deformación (cambio de la forma de la masa de suelo)		Calcular por la teoría elástica (incluida parcialmente en la consolidación)	Instantánea
	Consolidación: cambio en la relación de vacíos por el esfuerzo	Inicial	Curva esfuerzo-relación de vacíos	De la curva de tiempo
		Primaria	Curva esfuerzo-relación de vacíos	Calcular por la teoría de Terzaghi
		Secundaria	Calcular por la curva log. tiempo-asentamiento	Calcular por la curva log. tiempo-asentamiento
Carga debida al medio	Retracción debida al secamiento		Estimar por la curva de esfuerzo-relación de vacíos o humedad-relación de vacíos y límite de pérdida de humedad-límite de retracción	Igual a la velocidad de secamiento. Rara vez se puede estimar
	Consolidación debida al descenso del nivel freático		Calcular por la curva de esfuerzo-relación de vacíos y cambio de esfuerzo	Calcular por la teoría de Terzaghi
Independiente de la carga (aunque puede ser agravada por la carga) frecuentemente relacionada con el medio, pero no dependiente del mismo.	Reorientación de los granos; choque y vibración		Estimar el límite por compacidad relativa (hasta 60-70%)	Errática, depende del choque y de la densidad relativa
	Colapso de la estructura del suelo; pérdida de la ligazón entre los granos (saturación, deshielo, etcétera)		Estimar sensibilidad y posiblemente magnitud límite	Comienza con cambio de ambiente, velocidad errática
	Desmoronamiento, erosión en aberturas, cavidades		Estimar sensibilidad, pero no magnitud	Errática; gradual o catastrófica, frecuentemente aumenta
	Descomposición bioquímica		Estimar sensibilidad	Errática; frecuentemente decrece con el tiempo
	Acción química		Estimar sensibilidad	Errática
	Colapso de la masa: colapso de alcantarilla, mina, caverna		Estimar sensibilidad	Probablemente sea catastrófica
	Distorsión de la masa, fluencia por cortante		Calcular sensibilidad por análisis de estabilidad	Errática: catastrófica a lenta
	Expansión: heladas, expansión de la arcilla, acción química (se parece al asentamiento).		Estimar sensibilidad, algunas veces magnitud límite	Errática; aumenta con tiempo húmedo

tura de gran altura, como se muestra en la figura 9.20. Se forma un perfil combado debajo de la carga pesada y la estructura alta, pero ligera, se desploma hacia el centro de la combadura. Asientos de esta clase se producen por el peso del relleno en los accesos de un puente; en este caso el estribo se inclina hacia atrás contra el relleno, como se muestra en la figura 9.20b.

No todas las grietas de las estructuras tienen por causa el asentamiento. La retracción del mortero o de los bloques de concreto y de otros materiales similares, son causas corrientes de agrietamientos. Los enlucidos suelen retraerse de manera diferente de como lo hacen la madera o la mampostería que les sirven de base. Las grietas de retracción son generalmente verticales y horizontales y de ancho uniforme o más estrechas en ambos extremos. Las expansiones y contracciones térmicas son causas importantes de grietas en los muros exteriores. Estas grietas se pueden identificar porque se abren y cierran con los cambios de temperatura. Las vibraciones, choques y temblores de tierra pueden producir grietas; éstas tienen generalmente la forma de X en los extremos de los muros y la forma de ✱, o de + en el centro.

El marcar y medir las grietas puede ayudar en el estudio de sus movimientos y en su identificación. Se traza una línea de lápiz a través de la grieta y en ángulo recto con ésta y se marcan dos puntos, uno a cada lado de la grieta, que estén separados una distancia determinada (como cinco centímetros); midiendo esta distancia a intervalos regulares se puede saber cuánto y en qué dirección se mueve la grieta.

Otras causas de los asentamientos. Son muchas las causas que producen los asentamientos estructurales, todas deben ser consideradas al proyectar una estructura y deben ser evaluadas al estudiar los posibles efectos del asentamiento en la estructura. Las causas principales, distorsión y consolidación, están directamente relacionadas con la carga de la cimentación y se controlan al proyectar la cimentación. La consolidación también puede ser producto de cargas inducidas por cambios en el suelo en las cercanías de la cimentación, estos cambios pueden aumentar el esfuerzo efectivo debido a alteraciones del esfuerzo neutro. Otras formas de asentamiento no son producidas directamente por la carga estructural, aunque es posible que lo aumenten. En estas causas de asentamiento no se pueden prever ni su magnitud ni su rapidez, aunque la susceptibilidad a tales movimientos puede estimarse. La tabla 9.3 resume las principales características de cada forma de asentamiento.

9:5 PRESION ADMISIBLE EN EL SUELO

Después que una cimentación ha cumplido con los requisitos de ubicación y profundidad mínima, debe satisfacer otras dos condiciones: pri-

mero, debe ser adecuadamente segura contra una falla dentro de la masa de suelo y segunda, el asentamiento de la cimentación no debe poner en peligro la estructura. De los métodos desarrollados para el análisis de la capacidad de carga y del asentamiento, se deduce claramente que estas dos condiciones son independientes una de otra. Sin embargo, para el proyecto de una cimentación es conveniente conocer la presión máxima que se puede aplicar al suelo sin exceder ninguno de estos dos límites. Este máximo se conoce con el nombre de *presión admisible en el suelo* o *presión admisible*, q_a .

Presunta carga unitaria admisible. El método más antiguo para determinar la presión admisible en una cimentación es confiar en experiencias anteriores en suelos similares de la región. Muchos ingenieros acumulan información de los éxitos tenidos en proyectos anteriores y la usan como base para futuros proyectos. En muchas áreas, como son las grandes ciudades, los registros de las presiones usadas en los proyectos, que fueron satisfactorios y las que no lo fueron, han sido agrupadas y condensadas en forma tabular. Esto es lo que se llama *presunta carga unitaria admisible*, porque se presume, basándose en obras anteriores, que el suelo puede soportar esa presión sin fallar por falta de capacidad de carga o sin tener un asentamiento excesivo. Muchos Códigos de construcciones incluyen esas tablas y son con frecuencia una guía que ayuda en la práctica local.

En la tabla 9.4 se dan valores de presuntas cargas unitarias admisibles basadas en las experiencias del autor, para estructuras simples hasta de cuatro pisos.

Infelizmente el uso de la presunta carga unitaria admisible crea con frecuencia dificultades. La mayoría de las tablas están basadas en experiencias que datan del siglo XIX y en estructuras completamente diferentes a las que se construyen en la actualidad. Las características del suelo y

TABLA 9:4 PRESUNTAS CARGAS UNITARIAS ADMISIBLES, TÍPICAS*

Arena muy suelta	Seca 0-0.5 kg/cm ²	Inundada 0-0.3 kg/cm ²
Arena suelta	Seca 0.5-1.5	Inundada 0.3-1.0
Arena firme	Seca 1.5-3.0	Inundada 1.0-2.0
Arena compacta	Seca 3.0-6.0	Inundada 2.0-4.0
Arcilla blanda	0-0.75	
Arcilla firme	0.75-1.25	
Arcilla resistente	1.25-2.50	
Arcilla dura	2.50-5.00	
Roca en capas, laminada o fracturada	5.00-15.00	
Roca masiva con algunas fisuras	15.00-40.00	
Roca masiva sana	40.00-100.00	

* (Ver secciones 2:9 y 2:11 para la descripción de los términos.)

de la roca se definen por una simple descripción en la que, con frecuencia, no se mencionan las propiedades más importantes. Algunas veces la tabla de un Código de Construcción está copiada de la de otra ciudad y no refleja por tanto, la práctica local. Por ejemplo un Código Municipal incluye la carga unitaria admisible para el granito; sin embargo, no hay en ese municipio rocas ígneas en 600 km a la redonda.

Finalmente, las tablas no reflejan la influencia del tamaño y peso de la estructura. El resultado es que el uso de las tablas no siempre significa seguridad y economía en la cimentación. El ingeniero es tan responsable cuando fija la presión admisible en una cimentación, como cuando fija las dimensiones de una viga o el espesor de una losa de piso y el descansar solamente en la experiencia puede ser desastroso. Es sorprendente que la mayoría de las fallas en cimentaciones, que los autores han investigado, fueron proyectadas de acuerdo con los Códigos de construcción locales.

Pruebas de carga. El método de *pruebas de carga o placa de prueba* para determinar la presión admisible en el suelo (figura 9.21) se desarrolló debido a los fracasos cuando se empleaban las tablas para proyectar las cimentaciones. La prueba de carga es esencialmente el ensayo en un

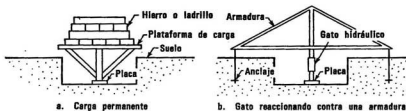


Fig. 9.21 Métodos para ejecutar pruebas de carga.

modelo del cimientto. Una pequeña placa, generalmente cuadrada de 30 cm de lado o circular de 90 cm de diámetro, se coloca sobre el suelo inalterado y se carga por incrementos. Los resultados del ensayo se presentan en forma de una curva de carga-asentamiento de la placa de ensayo. Si este ensayo se conduce apropiadamente y se interpreta correctamente, es una *ayuda* valiosa para un proyecto racional; pero como corrientemente se hace, es una pérdida de tiempo y dinero y a veces da una sensación de seguridad que es falsa y peligrosa.

Se excava un pozo hasta el nivel del suelo cuya presión admisible se quiera determinar; el ancho del pozo debe ser, por lo menos, cinco veces el ancho de la placa de ensayo y el tamaño mínimo de esta placa debe ser un cuadrado de 30 cm de lado, aunque son convenientes tamaños mayores. La carga se aplica a la placa como se indica en la figura 9.21,

por medio de una plataforma en la que se colocan pesos de hierro o plomo, o por medio de gatos hidráulicos calibrados que reaccionan contra una armadura que está anclada al terreno o contrapesada. Las cargas se deben aplicar en incrementos de un cuarto de la presión que se haya estimado que es admisible en ese suelo y se irá aumentando hasta llegar a dos veces dicho valor, cuando se trate de arenas y gravas y 2.5 veces si se trata de arcillas. El asentamiento que se produzca cada vez que se incrementa la carga se leerá al 0.025 de milímetro y la lectura debe estar referida a un punto fijo colocado fuera de la zona de posibles influencias. Cada incremento de carga se mantendrá hasta que el asentamiento sea menor de 0.05 mm por hora y una vez logrado esto se aplicará un nuevo incremento de carga. El último incremento de carga se mantendrá por lo menos cuatro horas antes de darse por terminado el ensayo. Se debe dibujar una curva de tiempo-asentamiento (figura 9.22a), en coordenadas semilogarítmicas, para cada incremento de carga. El gráfico semilogarítmico mostrará un punto en que la curva se convierte en una línea recta

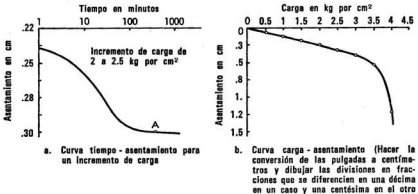


Fig. 9.22 Resultados de la prueba-carga de lámina.

casi horizontal; éste es el punto *A* que debe considerarse como el "asentamiento final" para cada incremento de carga. Con las cargas y sus correspondientes asentamientos finales se dibujará la curva de carga-asentamiento (figura 9.22b). Una interrupción definitiva de esta curva o la intersección de dos tangentes a la misma, representa la máxima capacidad de carga de una cimentación que tuviera el mismo tamaño, profundidad y situación que la placa de ensayo.

La prueba de carga es inútil a menos que sus resultados se interpreten en términos de la cimentación de tamaño natural. La interpretación debe basarse mayormente en la teoría, porque han sido muy pocas las observa-

510 Cimentaciones

ciones dignas de confianza para poder correlacionar el comportamiento de la cimentación con los resultados del ensayo de carga. Como la capacidad de carga de una cimentación en suelo arcilloso es independiente del ancho del área cargada, la presión crítica determinada por la prueba de carga es la misma para cualquier tamaño de cimientó:

$$q_0 \text{ (cimentación)} = q_0 \text{ (prueba de carga)} \quad (9:12a)$$

En las arenas y gravas la capacidad de carga aumenta en proporción directa al ancho del área cargada y, por lo tanto, hay que aplicar la siguiente corrección:

$$q_0 \text{ (cimentación)} = q_0 \text{ (prueba de carga)} \times \left(\frac{B \text{ de la cimentación}}{B \text{ de la placa de ensayo}} \right) \quad (9:12b)$$

Si el suelo no es homogéneo, por lo menos hasta una profundidad igual al ancho de la cimentación propuesta, el resultado del ensayo de carga no tiene sentido en lo que a capacidad de carga se refiere.

La prueba de carga se puede usar para determinar el asentamiento por distorsión en un suelo homogéneo, siempre que el suelo sea uniforme hasta una profundidad igual a dos veces el ancho del cimientó. En las arcillas saturadas el asentamiento por distorsión para una presión dada por centímetro cuadrado varía directamente con el ancho del área cargada, es decir

$$\text{(cimentación)} = (\text{placa de ensayo}) \times \left(\frac{B \text{ cimentación}}{B \text{ placa}} \right) \quad (9:13a)$$

Por la prueba de carga no se puede pronosticar el asentamiento de compresión, porque la compresión requiere tiempo, especialmente en los suelos más críticos, como las arcillas y las pocas horas o días que se destinan a un ensayo de carga permiten que sólo una parte insignificante del cambio del volumen total pueda tener lugar. Además, si el suelo comprensible se extiende hasta cierta profundidad, los esfuerzos en todo ese estrato, que resultan por la aplicación de la carga en la placa de ensayo serán muy pequeños; en cambio, la misma presión unitaria aplicada a una cimentación ancha producirá mayores esfuerzos en el estrato profundo y correspondientemente mayor asentamiento.

Ejemplo 9:2

Calcular los esfuerzos en un estrato de suelo de 30 cm de espesor, situado a 3.00 m por debajo de la superficie del terreno, debido a: a) prueba de carga en una placa de 30 × 30 cm y con una presión de 1.5 kg/cm², y b) cimentación de 2.40 × 2.40 m con igual presión unitaria. Use el método *p* aproximado para calcular los esfuerzos, fórmula 9:6.

1. Placa de carga:

$$z = \frac{1.5 \times 30 \times 30}{(300 + 30)(300 + 30)} = 0.012 \text{ kg/cm}^2$$

2. Cimentación

$$z = \frac{1.5 \times 240 \times 240}{(300 + 240)(300 + 240)} = 0.295 \text{ kg/cm}^2$$

En los suelos no cohesivos los asentamientos por compresión y distorsión ocurren simultáneamente. En un depósito de arena o grava que sea grueso, la mayor parte del asentamiento se produce cerca de la superficie, porque conforme aumenta la profundidad el módulo de elasticidad aumenta y el esfuerzo en el suelo disminuye rápidamente. Hay solamente un número limitado de datos que relacionen el tamaño del área cargada y el asentamiento en estratos de suelos homogéneos no cohesivos. La siguiente expresión está basada en asentamientos observados de estructuras cimentadas en depósitos de arena natural y ensayos de carga en placas hasta de 1.20 m de ancho, en arenas de compacidad relativa uniforme.^{9:12}

$$\rho \text{ (cimentación)} = \rho \text{ (losa de ensayo)} \left(\frac{B \text{ (cimentación)}}{B \text{ (placa)}} \right)^n \quad (9:13b)$$

El exponente n , está, para muchas arenas, entre 0.5 y 0.7.

El procedimiento para realizar las pruebas de carga se encuentra en muchos códigos de construcción y en especificaciones. El seguir ciegamente las reglas que se dan para realizar esta prueba conduce con frecuencia a fracasos, porque las reglas están basadas en condiciones típicas (y ningún lugar es típico) o en experiencias limitadas. Las reglas más importantes son las siguientes: 1) use una placa lo más grande que sea posible, 2) haga ensayos tanto en el suelo bueno como en el malo, 3) correlacione los resultados de los ensayos con los datos seguros de las calas, y 4) interprete los datos teniendo un completo conocimiento de la mecánica de la capacidad de carga y del asentamiento. La prueba de carga no puede ser la total respuesta a la pregunta sobre la presión admisible, porque ella suministra sólo una parte de los datos (capacidad de carga y distorsión) en una experiencia sobre un modelo a escala de la estructura propuesta.

9:6 PROCEDIMIENTO RACIONAL PARA DETERMINAR LA PRESION ADMISIBLE Y PROYECTAR LAS CIMENTACIONES

La determinación racional de la presión admisible para el proyecto de una cimentación es similar al que se sigue para el proyecto de las otras

partes de la estructura. Primero se supone una presión basándose en la experiencia. Segundo, se comprueba, por el análisis de la capacidad de carga, la seguridad de la presión supuesta contra la falla del suelo. Tercero, si la presión supuesta es segura, se hace un análisis para determinar el asentamiento y comprobar si es o no excesivo. Cuarto, se revisa la presión supuesta para, de acuerdo con los resultados de los análisis, aumentar la seguridad, reducir el asentamiento o mejorar la economía.

Para hacer estos análisis el ingeniero debe tener datos exactos del suelo debajo de la cimentación y de la estructura que se construirá sobre la cimentación. Los datos del suelo incluyen la profundidad y el espesor de los estratos de suelo y roca, el nivel del agua subterránea y las propiedades físicas de cada suelo, entre ellas su resistencia y su compresibilidad. Si el depósito de suelo es uniforme, los análisis se basarán en las propiedades promedio de cada material; si el suelo es variable los análisis se basarán en la peor combinación de las propiedades del suelo que se determinaron en los ensayos.

Los datos de la estructura que se necesitan son los relacionados con sus características fundamentales y las cargas que soporta. Las características generales comprenden el uso a que se destinará, la elevación del piso más bajo y especialmente los basamentos y fosos, el tipo de armazón estructural y su susceptibilidad a la deformación y la posibilidad de futuras ampliaciones. Los datos que se necesitan con respecto a las cargas son: la profundidad y extensión de la excavación general y el relleno y las cargas permanentes y accidentales de las columnas, indicando la parte de la carga accidental que suele permanecer continuamente. Si el piso más bajo se apoya directamente sobre el terreno, se indicará la carga promedio que puede soportar.

El factor de seguridad de una cimentación, FS , es la razón entre la máxima capacidad de carga q_0 y la presión real en el cimiento q . La capacidad de carga admisible q_a , es la máxima capacidad de carga dividida por el factor de seguridad mínimo permisible FS_{\min} :

$$FS = \frac{q_0}{q}, \quad (9:14a)$$

$$q_a = \frac{q_0}{FS_{\min}}, \quad (9:14b)$$

$$q_a \leq q_s \quad (9:14c)$$

La presión admisible en la cimentación q_a no puede exceder la capacidad de carga admisible, corrientemente es menor.

Factor de seguridad. El factor de seguridad que se fije depende de la seguridad que se tenga en cuanto a las condiciones del suelo y a las cargas de la estructura y a los riesgos que se correrían si se produjera una

falla de capacidad de carga del suelo. Cualquier cambio que en el futuro se pueda producir en el lugar, como la elevación del nivel freático o las excavaciones adyacentes a la cimentación, que reduzca la sobrecarga, debe tenerse en cuenta en la ecuación de la máxima capacidad de carga o en su lugar incluirse en el factor de seguridad. El factor de seguridad que se recomienda para construcciones temporales, en las que una falla pudiera ser inconveniente pero no desastrosa, es 1.5. Para la mayoría de los casos de proyectos estructurales, donde los datos del suelo y de las cargas son razonablemente exactos, se emplea un factor de seguridad de 2.5, para la carga permanente y toda la carga accidental. Si gran parte de la carga accidental no suele aplicarse, se permite un factor de seguridad mínimo de 2. Cuando las condiciones son dudosas, un factor de seguridad de 4 es a veces una garantía.

Asentamiento permisible. El asentamiento se calcula usando la presión que se haya supuesto para el proyecto de la cimentación (no la capacidad de carga máxima). Para las cimentaciones en suelos que se asientan lentamente, como las arcillas saturadas, se usa en el análisis la carga permanente más cualquier carga accidental que sea mantenida, pero para los suelos de arcilla parcialmente saturada, de limos o de materia orgánica, que generalmente se asientan con rapidez, se debe usar la carga permanente más toda la carga accidental. En algunos casos es necesario calcular el asentamiento de cada columna o parte de la estructura, pero en la mayoría es suficiente conocer los de las partes más críticas, como son los cimientos de máquinas delicadas, chimeneas y las columnas más cargadas.

La magnitud del asentamiento que puede tolerar una estructura depende de su tamaño y del tipo de construcción y de si es o no uniforme. Si todas las partes de la estructura se asientan la misma cantidad, la estructura no se dañará; solamente los accesos, el drenaje y las conexiones de los servicios públicos serán afectados y éstos permiten movimientos de varios centímetros. Los asentamientos diferenciales que causan desplome o inclinación son importantes para los pisos, los rieles de las grúas, las maquinarias y las estructuras altas y esbeltas, como las chimeneas; los límites de tales inclinaciones los fija el funcionamiento y operación respectivos. Los asentamientos diferenciales que producen curvatura afectan a la propia estructura y están limitados por la flexibilidad de su construcción. En la tabla 9:5 se dan los asentamientos máximos que se pueden permitir; está basada en estudios teóricos y observaciones de estructuras que han sufrido daños. ^{9:13, 9:14}

La presión permisible en cada cimentación debe satisfacer tanto las condiciones de seguridad como las de asentamiento. Por conveniencia, para las determinaciones en cada cimiento, los resultados de los análisis

TABLA 9:5 ASENTAMIENTO MAXIMO PERMISIBLE*

Tipo de movimiento	Factor limitante	Asentamiento máximo
Asentamiento total	Drenaje y accesos	15 a 60 cm
	Probabilidad de asentamientos diferenciales	
	Muros de carga de mampostería	2.5 a 5.0 cm
Inclinación	Estructuras de edificios	5.0 a 10.0 cm
	Torres, chimeneas	0.004B†
	Rodaje de camiones, almacenajes de mercancías	0.01S†
Curvatura	Rieles de grúas	0.003S†
	Muros de ladrillo en edificios	0.0005S a 0.002S†
	Estructuras en edificios de concreto armado	0.003S†
	Estructuras de acero para edificios, continuas	0.002A†
	Estructuras de acero para edificios, simples	0.005S†

* B es el ancho de la base; S, es la separación de las columnas.

† Asentamiento diferencial en la distancia S o B.

de la capacidad de carga y asentamiento se pueden expresar gráficamente, como se muestra en la figura 9.23. La presión de sustentación admisible representa el límite superior sin considerar el asentamiento. También se muestran las curvas de asentamiento iguales para diferentes cargas de columnas o tamaños de cimientos. Se puede preparar un número de gráficos semejantes, cada uno para un grupo diferente de condiciones del suelo, formas diferentes de cimentación o para variaciones en el agua subterránea y profundidad de la excavación. Con estos gráficos el proyectista puede seleccionar la presión admisible que le permita mantener el asentamiento total y el diferencial dentro de los límites permisibles.

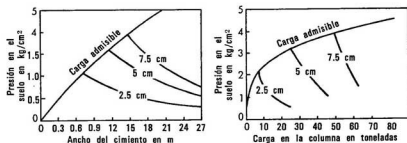


Fig. 9.23 Gráfico para el proyecto de cimentaciones en el que se muestra la capacidad de carga admisible como límite superior y las curvas para igual asentamiento de 2.5, 5.0 y 7.5 cm.

Alternativas en la revisión del proyecto.^{9:15} Cuando a través del análisis se demuestra que la presión de cimentación supuesta no es segura o que el asentamiento será excesivo o, cuando el propio análisis indique que el factor de seguridad es tan alto y el asentamiento tan bajo que la cimentación es antieconómica, es necesario revisar el proyecto. Esto se limita generalmente a la cimentación, pero a menudo es provechoso extender la revisión a la estructura y hasta al suelo.

El procedimiento más simple es cambiar la cimentación. Al reducir la presión que se usó en el proyecto se aumenta el factor de seguridad contra la falla del suelo; pero hay que tener en cuenta que la reducción en la presión no siempre es eficaz para reducir el asentamiento. Si los estratos compresibles están a poca profundidad debajo de la cimentación, el asentamiento se reducirá casi en la misma proporción en que se reduce la presión, pero si los estratos compresibles se encuentran muy por debajo de la cimentación una reducción en la presión puede que no reduzca el asentamiento sensiblemente.

Ejemplo 9 : 3

¿Qué efecto produce el reducir la presión en la cimentación de 3 kg/cm^2 a 1.5 kg/cm^2 en los esfuerzos en el suelo situado a 3.00 m por debajo de la cimentación de una columna que soporta 54,500 kg? En cada caso se pretende emplear cimientos cuadrados de 1.37 m y 1.92 m de lado, respectivamente. Los esfuerzos verticales a 3.00 m bajo el cimiento tomados de la figura 9.12 son: para el primer caso $3 \times 0.06 = 0.18 \text{ kg/cm}^2$ y para el segundo $1.5 \times 0.12 = 0.18 \text{ kg/cm}^2$. No se produce ningún cambio en lo absoluto.

El tamaño límite de las cimentaciones se alcanza cuando éstas se tocan y forman una cimentación continua. Las cimentaciones continuas pueden salvar áreas pequeñas de suelo blando, pero no pueden reducir el asentamiento producido en estratos gruesos compresibles.

Al aumentar la profundidad de la cimentación aumentará la capacidad de carga en suelos homogéneos, porque se aumenta la sobrecarga, particularmente si los suelos tienen un ángulo de fricción interna grande. Si el suelo es estratificado y es más resistente a medida que aumenta la profundidad, al aumentar ésta mejorará la capacidad de carga; pero si el depósito de suelo tiene una costra dura y por debajo un suelo más blando, al aumentar la profundidad reducirá la capacidad de carga. En la mayoría de los casos al aumentar la profundidad se reduce el asentamiento; pero si los estratos compresibles son profundos, al aumentar la profundidad de la cimentación se la acerca a la causa de las dificultades y se aumentará el asentamiento. Las cimentaciones muy profundas, que transfieren las cargas

a suelos situados por debajo de los estratos débiles o compresibles, se estudian en el capítulo 10.

Algunas veces se pueden lograr grandes beneficios haciendo cambios en la estructura. Se puede reducir la carga en las columnas reduciendo su separación; esto ayuda si la capacidad de carga del suelo es limitada, pero en general no reduce apreciablemente el asentamiento, porque el peso total de la estructura no cambia materialmente. El empleo de materiales de construcción ligeros en vez de los convencionales, reducirá el peso total

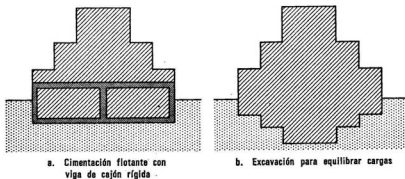


Fig. 9.24 Reducción del asentamiento diferencial, por cambios en la armazón estructural o por excavación.

con lo cual se beneficiarán la seguridad a la falla del suelo y el asentamiento de la estructura. Si el lugar donde se proyecta edificar es suficientemente grande, la estructura se puede extender en un área mayor, con lo cual se reducen las concentraciones de carga; esto beneficia la seguridad y los asentamientos. Si se ha planeado un extenso relleno para soportar el piso inferior, el peso del relleno es un factor importante en el asentamiento de la estructura. El peso de metro y medio de relleno equivale al peso de tres o cuatro pisos de un edificio; eliminando ese relleno se reduce el asentamiento notablemente. A veces es posible cambiar la estructura y hacerla tan rígida que pueda resistir distorsión, como se muestra en la figura 9.24. Se pueden combinar estructuralmente los pisos y muros de manera que formen una viga de cajón que tenga suficiente rigidez para evitar los asentamientos diferenciales. Las estructuras de acero con armaduras rígidas hacen el mismo efecto. En el caso de edificios muy pequeños una losa continua se puede hacer rígida si su espesor es alrededor de un décimo de su luz, pero el peso de la propia losa puede llegar a ser una carga principal en el suelo.

El hacer la estructura flexible de manera que se pueda adaptar al asentamiento es una manera simple de evitar los daños que puedan produ-

cirse por el asentamiento diferencial. Las estructuras simples, los tabiques pequeños que no estén rígidamente unidos a los pisos y columnas, los muros de mamposterías con mortero de baja resistencia y los pisos sobre el terreno, que se hayan reforzado, pero con juntas y uniones como un pavimento, permiten los mayores movimientos con el mínimo de daños. La construcción flexible se adapta mejor a los edificios extensos y bajos, en los que la armazón estructural es, corrientemente, ligera.

El reducir la carga neta en el suelo haciendo una excavación (figura 9.24b) es un método muy antiguo para reducir el asentamiento. Si el peso del suelo excavado es igual al peso de la estructura, no se aumentarán los esfuerzos en el suelo debajo de la cimentación y, por lo tanto, el movimiento será pequeño. A este tipo de construcción se le llama frecuentemente "Estructura flotante", porque parece que la estructura flota, ya que su peso es igual al peso del suelo que ella desplaza. Hay que tener en cuenta, sin embargo, que el suelo es un sólido que se expande cuando se le quita peso por la excavación y que se comprime cuando se vuelve a cargar; por lo tanto, siempre se producirá algún asentamiento aunque se haya hecho un buen balance. El balance perfecto es imposible debido a la variación de la carga accidental en la estructura y a las variaciones en el peso del suelo excavado.

Si algunas áreas de la estructura son más pesadas que otras, el balance se puede mejorar haciendo una *excavación diferencial*: se aumenta la profundidad de la excavación en las áreas más cargadas, de manera que el aumento neto del esfuerzo en los estratos compresibles sea relativamente uniforme a través del ancho total de la estructura.

Ejemplo 9:4

Un edificio de 10 pisos pesa 750 kg/m^2 por piso; el techo pesa 250 kg/m^2 . El análisis de asentamientos indica que la consolidación del estrato de arcilla situado a 10.50 m por debajo de la superficie del terreno será excesiva, debido al peso del edificio. ¿Cómo podría la excavación reducir el esfuerzo en el suelo?

1. El peso promedio del edificio es: $10 \times 750 + 1 \times 250 = 7\,750 \text{ kg/m}^2$.
2. Si el suelo pesa $1\,920 \text{ kg/m}^3$, la profundidad de la excavación para reducir la carga neta a cero, sería: $7,750/1,920 = 4.00 \text{ m}$.

Los cambios de suelo para aumentar la seguridad o reducir el asentamiento, incluyen drenaje, compactación, alteraciones del suelo por el empleo de aditivos y el cambio a otro lugar. El drenaje mejora el suelo porque reduce el esfuerzo neutro. En los suelos no cohesivos la capacidad de carga a menudo se duplica bajando el nivel freático por debajo de la

zona de esfuerzo cortante de la cimentación, pero esto tiene que ser permanente para que pueda tomarse en cuenta en el proyecto. La reducción del esfuerzo neutro en un suelo compresible producirá su consolidación, haciéndose más fuerte y, desde luego, se asentará. Si la consolidación puede terminarse antes que se construya la estructura, la capacidad de carga aumentará y el asentamiento se disminuirá. La pérdida del drenaje después que se haya terminado la construcción no es crítica en los suelos compresibles y puede ser beneficiosa, porque como se aumenta el esfuerzo neutro, el esfuerzo efectivo disminuye.

La preconsolidación de un suelo compresible por una sobrecarga de tierra es muy efectiva para el aumento de resistencia y la disminución del asentamiento; esto es, en efecto, otra forma de drenaje, por consolidación, y fue estudiado en el capítulo 4. El cargar el suelo por etapas hace posible su mejoramiento por el peso de la propia estructura. Por ejemplo, el suelo en la margen de un río era demasiado débil para soportar con seguridad el peso de un elevador de granos totalmente lleno. Durante el primer año se limitó la carga a la mitad de su capacidad para mantener la seguridad; el suelo se consolidó durante ese tiempo y adquirió la resistencia necesaria para soportar la carga total.

La compactación de las arenas sueltas por choque y vibración es un método efectivo para aumentar la capacidad de carga y reducir el asentamiento. La alteración del suelo por inyecciones de agentes cementantes, los cambios químicos en las arcillas y la fusión por calor, es lo que en conjunto se llama *estabilización del suelo*. Todos estos métodos se estudian en el capítulo 5.

Algunas veces es mejor cambiar la edificación a otro lugar diferente. Es posible físicamente proyectar una cimentación correcta en cualquier lugar, si no hay límite para el costo de la obra; sin embargo, si al costo del terreno se le suma el de la cimentación se puede convertir en muy caro un terreno barato. Se requiere un estudio completo de todos los factores económicos implicados, para determinar si las cimentaciones especiales justifican su costo.

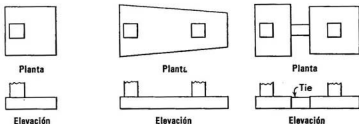
9:7 CIMIENTOS DE ZAPATA Y SOBRE PLACA

Cimentaciones de zapata. Una zapata es un agrandamiento de una columna o muro para reducir la presión sobre el suelo a la máxima admisible. La cimentación debajo de un muro puede ser continua en forma de un área rectangular alargada que soporta la carga; a esto se le llama una *zapata de muro*. Debajo de una columna el cimiento puede tener cualquier forma, pero la forma cuadrada es la más económica desde el punto de vista de la construcción. La forma rectangular se usa cuando

la distancia entre columnas no permite la forma cuadrada o cuando se unen dos o más cimientos cuadrados para formar uno solo rectangular debajo de varias columnas. Algunas veces se usan cimientos circulares y exagonales, especialmente para chimeneas y maquinarias pesadas, pero la economía en material que se obtiene con estas formas no está compensada por el costo adicional de mano de obra que requiere su construcción.

Un cimiento es, estructuralmente, una viga ancha sometida a una carga distribuida (la presión del suelo) y soportada por una fuerza concentrada (la columna). Modernamente se emplea el hormigón armado en las cimentaciones, calculado con los métodos usuales. Se supone usualmente que la presión del suelo actúa uniformemente en todo el cimiento. Esta es una suposición conservadora para cimientos en arena, pero puede ser algo insegura para cimientos en arcilla saturada. La presión del suelo bajo una carga rígida en arcilla es mayor en los bordes exteriores del área cargada y disminuye hasta cerca de la mitad del promedio en el centro. La presión del suelo bajo un cimiento de hormigón no tendrá esas variaciones extremas debido a la deformación hacia arriba de los bordes del cimiento, pero no será uniforme; por lo tanto es bueno ser conservador en el proyecto estructural de los cimientos en arcilla.

Para evitar excentricidades, el centroide del cimiento debe coincidir con el centroide de las cargas que soporta. Esto no es un problema, generalmente, pero a lo largo de los muros exteriores donde la línea de propiedad limita la extensión del cimiento o en el caso de pozos de elevadores, maquinaria y servicios públicos, que obstaculizan el espacio, el cimiento cargado concéntricamente es imposible. Si la excentricidad es pequeña es posible algunas veces proyectar el cimiento y la columna para que absorban el momento no equilibrado (figura 9.25a), pero un método mejor es combinar dos cimientos adyacentes para formar uno más grande, como se muestra en la figura 9.25b. El cimiento debe proporcionarse de manera que su centro de gravedad coincida con el centro de gravedad



a. Cimiento excéntrico b. Cimiento combinado c. Cimientos con viga de unión

Fig. 9.25 Proyectos de cimientos para evitar los momentos por excentricidad.

de las cargas de las dos columnas. Si la separación de las dos columnas es grande, se pueden conectar los dos cimientos aislados por una pequeña viga de unión que absorba el momento debido a la excentricidad (figura 9.25c).

Cimentaciones corridas. Una *cimentación corrida* es un cimiento continuo que soporta tres o más columnas en línea recta y consiste en un número de cimientos aislados o zapatas que se han unido. Este tipo de cimentación se emplea por dos motivos: para dar continuidad estructural y para lograr economía en la construcción. Cuando los cimientos aislados o zapatas son grandes y están muy próximos unos de otros en una dirección, se pueden combinar para formar una viga continua de poca altura. Este cimiento puede salvar pequeñas áreas débiles (menos de la mitad de la distancia entre columnas) y además se logra cierta economía debido a la continuidad estructural. También resulta más económico constructivamente, porque la excavación es una trinchera continua en lugar de agujeros aislados. La cimentación corrida se proyecta como una viga continua con carga uniforme por un lado y soportes concentrados en el otro.

Cimentaciones sobre placas o flotantes. Una *cimentación sobre placa o flotante* es una cimentación combinada que soporta más de tres columnas que no están en la misma línea. Este tipo de cimentación proporciona la máxima área de cimentación para un espacio determinado y la mínima presión en la cimentación y, por lo tanto, la máxima seguridad contra la falla del suelo. Si los estratos compresibles están situados a pequeña profundidad, la cimentación sobre placa reduce al mínimo el asentamiento; sin embargo, si dichos estratos son profundos tendrá poco efecto y en algunos casos, debido a su peso, puede aumentar ligeramente el asentamiento.

La cimentación sobre placa tiene otras ventajas: lo mismo que la cimentación corrida puede salvar pequeñas áreas aisladas de suelo débil; hace económico el proyecto y la construcción por la continuidad estructural y porque la excavación tiene una profundidad uniforme. Un estudio comparativo de los costos indica que cuando los cimientos aislados o zapatas cubren más de la mitad o las dos terceras partes del área del edificio, la cimentación sobre placa es más barata. Las cimentaciones sobre placas se emplean cuando hay que resistir subpresión, porque el peso del edificio se usa para contrarrestarla.

Presión de proyecto en una cimentación sobre placa. La presión en el plano de contacto entre el suelo y la placa, depende de la rigidez del sistema estructura-cimentación y de la deformación y asentamiento del suelo por efecto de la carga. Si el sistema estructural es muy rígido, figuras 9.26a, y 9.26b, la presión será semejante a la que corresponde a una

carga perfectamente rígida; aproximadamente uniforme, pero cayendo en los bordes si el suelo es profundo y no cohesivo y mayor en los bordes y menor en el centro, si el suelo es elástico y compresible, como la arcilla. Si el sistema estructura-cimentación es suficientemente flexible como para que la carga total, en cualquier segmento de la losa de cimentación delimitado por líneas trazadas a la mitad de la distancia entre columnas, no

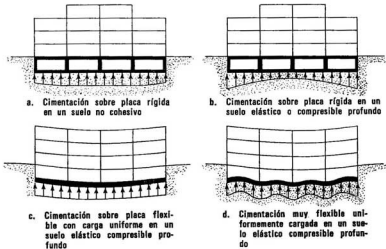


Fig. 9.26 Distribución de las presiones en cimentaciones sobre placa.

cambie por deformaciones diferenciales de la estructura, entonces la presión unitaria en esa parte de la cimentación será igual a la carga de la columna dividida por el área de ese segmento de la cimentación. Cuando las columnas tienen cargas iguales la presión en este caso será aproximadamente uniforme, figura 9.26c. Si la cimentación sobre placa es tan flexible que se deforma hacia arriba apreciablemente entre las columnas, la presión unitaria será máxima en las columnas y mínima entre ellas, como en la figura 9.26d. La presión unitaria promedio en cada segmento de la cimentación será igual a la carga de la columna dividida por el área del segmento de cimentación correspondiente.

La mayoría de las cimentaciones sobre placa no son ni tan rígidas como se consideran en las figuras 9.26a y 9.26b, ni tan flexibles como para que la carga sea uniforme. En las arenas profundas la presión total está tan cerca de ser uniforme, que así se puede considerar para el proyecto de la cimentación. En los suelos elásticos, la distribución de la presión en la cimentación sobre placa es estáticamente indeterminada y debe ser

compatible con las características de esfuerzo-deformación, tanto de la masa de suelo como de la estructura. Esto se puede analizar de dos maneras: por aproximaciones sucesivas o representando al suelo por un simple modelo matemático que pueda resolverse directamente.

En el método de aproximaciones sucesivas se supone una distribución de la presión similar a la de la figura 9.26*b*. Se calcula, basándose en esta suposición, la deformación de la estructura y el asentamiento del suelo. La distribución supuesta de la presión será correcta si las dos curvas de deformación, la de la estructura y la del suelo, coinciden. En caso contrario se modifica la presión supuesta y se repite el proceso sucesivamente hasta que ambas deformaciones sean compatibles.

En el segundo método se hace uso de un parámetro de suelo imaginario, el *coeficiente de balasto*, k_s , ya tratado previamente al describir el problema de la evaluación de un pavimento (capítulo 5).

$$k_s = \frac{q}{\rho} \quad \left(k_s = \frac{\sigma}{\rho}, \text{ ecuación 5:5} \right) \quad (9:15)$$

Lo anterior implica que el asentamiento o la deformación de cualquier segmento de la superficie del suelo sea proporcional a la presión en la cimentación en ese segmento. Este suelo así supuesto, reacciona a la carga como si fuera un sistema de muelles o resortes independientes, en vez de una masa elástica. Se supone, generalmente, que k_s es constante e independiente de B ; sin embargo, las ecuaciones (9:10a), (9:13a) y (9:13b) demuestran que es una función B ; por lo tanto, hay que usar más de un valor de k_s en el análisis: un valor máximo que corresponde al espaciamiento de las columnas y un valor mínimo que corresponde al ancho total de la cimentación sobre placa. El valor de k_s también varía con el tiempo. Se debe hallar un valor de k_s inicial correspondiente a la deformación inicial elástica y otro correspondiente a la consolidación a largo término.

El sistema placa-estructura está representado por una viga elástica equivalente. Los momentos y las deformaciones se calculan por las teorías de las vigas sobre cimentaciones elásticas, utilizando cuatro posibles valores de k_s ; máximo y mínimo y para asentamientos a largo y corto término. Aunque la suposición de un coeficiente de balasto no es compatible con el comportamiento real del suelo, los ensayos en modelos demuestran que los momentos y deformaciones de la estructura, calculados de esta manera, son razonablemente seguros si la estructura es relativamente flexible.^{9:18}

El proyecto estructural de este tipo de cimentación es similar al de un piso invertido. El tipo de losa continua sobre columnas se usa para cimentaciones sobre placas pequeñas y tiene la ventaja de dejar la super-

ficie libre; si la losa debe tener mayor espesor en la columna, el aumento se hace por la parte inferior de la losa. En el caso de cimentaciones grandes sobre placas se emplea el sistema de vigas y losas y para que el espesor sea el mínimo las vigas se hacen anchas y de poca altura. El espacio entre las vigas se rellena con concreto ligero para tener un piso de superficie plana; también se puede usar una losa gruesa en la que las vigas se delimitan solamente por el refuerzo. Las losas de la cimentación sobre placa se pueden combinar con los muros del basamento, para formar una cimentación de vigas T invertidas o con los muros y la losa del piso superior, para formar una viga de cajón (figura 9.24a). Este sistema de cimentación-estructura rígido se puede proyectar para resistir movimientos diferenciales.

9 : 8 PROBLEMAS ESPECIALES EN EL PROYECTO DE CIMENTACIONES DE POCA PROFUNDIDAD

Subpresión hidrostática. Las estructuras situadas por debajo del nivel del agua subterránea están sometidas a subpresión. Si la estructura es débil la subpresión la puede romper provocando el estallido del piso del basamento o el derrumbe de los muros. Si la estructura es fuerte, pero ligera, puede moverse hacia arriba o *flotar* apartándose de su posición original. La subpresión se puede eliminar por el drenaje o contrarrestar haciendo la estructura resistente a esa fuerza. Las capas de drenaje continuo, como se describen en el capítulo 4, son muy efectivas, pero deben proyectarse con filtros para que puedan funcionar indefinidamente sin obstruirse. El agua debe ser sacada del lugar por gravedad, si es posible, pues las bombas a veces se interrumpen.

El peso total de la estructura puede resistir la subpresión si la cimentación es sobre placa y es posible aumentar el espesor de la losa de cimentación, si fuera necesario aumentar el peso. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que cada centímetro de aumento en el espesor de la losa de hormigón sólo contrarresta 1.5 cm de carga de subpresión, porque la carga de subpresión se ha aumentado un centímetro, al profundizar un centímetro más la cimentación. Los anclajes fijados a la roca firme por medio de lechadas de cemento inyectadas o hincadas en suelo duro, sirven para contrarrestar la subpresión. La resistencia del anclaje está limitada por el peso efectivo del suelo o roca correspondiente a dicho anclaje y por la unión entre el anclaje y la tierra, tomando de estos valores el que sea menor.

El proyecto de estructuras que resistan la subpresión debe incluir la impermeabilización de los muros y pisos, para evitar las filtraciones y reducir al mínimo la humedad. Las membranas bituminosas aplicadas

exteriormente dan buen resultado si la carga hidrostática es de pocos metros. Si la carga es mayor, el propio hormigón debe ser impermeable. La estructura de concreto debe cumplir tres requisitos que son esenciales: 1) concreto denso, de alta calidad y sin oquedades, 2) tener juntas impermeables flexibles en todas las juntas de construcción o expansión y 3) tener una cubierta impermeable (corrientemente cemento, polvo de hierro y un agente que provoque la oxidación del hierro) aplicada exteriormente, si es posible y también interiormente, si es necesario, para rellenar las grietas capilares y reducir al mínimo el movimiento del agua capilar.

Si la subpresión no ocurre frecuentemente o si el valor de la estructura no justifica que se tomen medidas muy elaboradas para contrarrestar la subpresión, los daños que pueda sufrir la estructura se pueden evitar inundándola intencionalmente para balancear la subpresión. Algunas veces se instalan válvulas de descarga en el fondo de los tanques de depuración de aguas de albañal, que se abren automáticamente y permiten la inundación del mismo, cuando éstos están vacíos y sube el nivel del agua subterránea. En los edificios la inundación no es conveniente, pues puede deteriorar lo que esté almacenado.

Fuertes cambios de volumen.^{9:10} Los suelos que tienen grandes cambios de volumen se estudiaron en la sección 3:9 y en la sección 9:1. En la mayoría de los casos la mejor manera de evitar las dificultades que producen los grandes cambios volumétricos, es colocar la cimentación por debajo del nivel de los fuertes movimientos. El movimiento de los estratos superiores del suelo a lo largo de la columna o pedestal que se extiende desde el cimiento, puede romper la columna y levantar la estructura. Esto se puede impedir colocando una capa de material aislante y flojo alrededor de la columna. La lana mineral, la vermiculita y hasta el serrín de madera se pueden usar con ese objeto. Cuando el edificio se apoya en cimientos profundos, las vigas al nivel del suelo deben separarse de éste, de manera que no se dañen por la expansión del suelo. El espacio entre las vigas y el suelo se puede rellenar con vermiculita o lana mineral, para evitar el contacto entre ambos.

En las regiones áridas, donde la expansión del suelo constituye un serio problema, es posible algunas veces utilizar una carga unitaria que exceda a la presión de expansión; aunque esto no siempre tiene éxito, porque el aumento de esfuerzo en el suelo producido por la cimentación decrece rápidamente con la profundidad, mientras que la presión de expansión puede que no decrezca.

Las estructuras pequeñas se pueden colocar en cimentaciones sobre placas relativamente rígidas, que suban y bajen con los cambios de volumen del suelo, pero que no se deforman lo suficiente para causar desperfectos. Se pueden usar cimentaciones flexibles y estructuras que se

puedan deformar sin dañarse, pero tomando en cuenta que el cambio volumétrico no sea muy irregular.

En las regiones áridas debe prestarse especial atención a los desagües, las filtraciones de las tuberías y otras fuentes de agua que puedan producir levantamientos. Las tuberías debajo de las losas de piso se pueden colocar en canales de hormigón de manera que las filtraciones no estén en contacto con el suelo, y así, esos movimientos del suelo no harán que las tuberías filtren.

Loess. Los suelos de loess son corrientemente duros e incompresibles debido a la cementación parcial producida por la arcilla y el carbonato de calcio; pero si se humedecen se ablandan y se hacen muy compresibles. En estos suelos el agua superficial debe drenarse hacia afuera de la cimentación y las tuberías deben situarse de manera que las filtraciones no causen daños a la edificación.

Asentamientos similares debidos al colapso estructural del suelo, se producen algunas veces en suelos sueltos de regiones áridas. El asentamiento se puede reducir humedeciendo previamente el lugar, pero a costa de la reducción de la capacidad de carga.

Estructuras de almacenes frigoríficos. La acción de la congelación debajo de los almacenes frigoríficos es un grave problema aun en las regiones cálidas. Si las temperaturas no son muy bajas se puede sustituir el suelo susceptible por arena gruesa limpia o grava; esto es suficiente algunas veces y proporciona también algún aislamiento. El aislamiento con capas de corcho o espuma de vidrio de 10 a 20 cm de espesor es efectivo, si el suelo es caliente. Las estructuras pequeñas a veces se aíslan construyendo el área fría sobre pilares, de manera que el aire pueda circular por debajo. Cuando el frío es intenso, puede que sea necesario calentar el suelo por medio de conductos de aire caliente o serpentinas de agua caliente. Se han publicado métodos para analizar el balance calórico en estos casos.^{9:20}

Calderas y hornos. Las cimentaciones de calderas, hornos y de aparatos para procesos industriales en caliente, pueden calentar el suelo y hacer que pierda humedad y se asiente. Las precauciones que deben tomarse son similares a las de los almacenes frigoríficos: sustitución del suelo, aislamiento y separación.

Cimentaciones sobre relleno. La capacidad de un relleno para soportar estructuras con seguridad y con asentamiento tolerable, depende de dos factores: 1) el carácter del relleno y 2) el movimiento de la cimentación del relleno. Un relleno debidamente compactado sobre una buena cimentación puede ser tan bueno o mejor que un suelo natural, aunque algunos códigos arcaicos prohíban construir sobre cualquier clase de relleno. Si el relleno es compactado uniformemente al mínimo normal

dado en el capítulo 5 y si los ensayos del mismo y de su cimentación demuestran que tiene la capacidad de carga e incompresibilidad requeridas, se pueden proyectar cimentaciones sobre ese relleno como si fuera otro suelo cualquiera.

Los rellenos antiguos y los que se han colocado en áreas bajas, debajo de las cuales existan estratos compresibles o débiles, deben considerarse inapropiados para cimentar, a menos que ensayos generales cuidadosos demuestren lo contrario o que la estructura que se tenga la intención de construir se pueda adaptar a esa baja capacidad de carga y al asentamiento irregular que se producirá. Los rellenos antiguos que han sido deficientemente compactados, a menudo continúan asentándose por años, como consecuencia de la consolidación secundaria, aumentada por un debilitamiento de la estructura del suelo por la humedad. Por ejemplo, un edificio de mampostería de un solo piso que se construyó sobre un relleno que tenía 50 años de hecho y 15 m de profundidad se asentó cerca de 10 cm durante los primeros seis años después de su construcción, debido en gran parte al peso de un relleno adicional, bien compactado, de un metro de espesor que se colocó para proporcionar una mejor cimentación al edificio.

Los terrenos que han sido rellenados con fines sanitarios y los rellenos sobre desechos orgánicos y basuras, sufren una continua descomposición orgánica y destrucción fisicoquímica continua,^{9:21} uno de cuyos resultados es un errático y continuado asentamiento. Un efecto traicionero es la producción de gases de metano y de ácido sulfhídrico, que pueden ser explosivos y venenosos. Varias explosiones y algunos casos de enfermedad y muerte pueden atribuirse a acumulaciones de gas en edificios construidos en rellenos hechos sobre materia orgánica. En estos casos lo mejor es extraer la materia orgánica del área donde se vaya a edificar y sustituirla por un buen relleno. El hacer perforaciones en el relleno que permitan la eliminación de los gases ha sido efectivo algunas veces. Los tubos soterrados en rellenos de desechos comprimidos corren el riesgo de corroerse. En estos casos es necesario, corrientemente, proteger los tubos con un material anticorrosivo o substituir el relleno en los alrededores del tubo.

Cimentaciones cargadas lateralmente. Las cimentaciones cargadas vertical y horizontalmente son necesarias en los muros de sostenimiento de tierras, en los estribos de los puentes y en muchas clases de maquinaria en los procesos industriales. La capacidad de carga del suelo, reducida por los factores de la sección 9:2, es la que se emplea para proyectar el cimientto con respecto a la componente vertical de la carga. La carga cuya inclinación exceda de 30° no debe analizarse empleando los factores de corrección de las ecuaciones para la capacidad de carga vertical, sino

evaluarse consecuentemente en términos del empuje pasivo de la tierra en una superficie inclinada, lo cual está fuera del alcance de este libro.

La resistencia a la carga lateral se logra de dos maneras: 1) por la resistencia al deslizamiento del fondo de la cimentación y 2) por el empuje pasivo de la tierra situada en la cara de la cimentación opuesta a la fuerza lateral. La resistencia al deslizamiento es igual a la adherencia y rozamiento entre el suelo y la cimentación o a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo o de la roca, la que sea menor. Hay, con mucha frecuencia, en el fondo de la excavación para el cimientto, una capa fina de suelo alterado, que constituye un plano de debilitamiento. Para tener la máxima resistencia al deslizamiento, la superficie del suelo en el fondo de la excavación debe hacerse irregular (pero no dentada como algunas veces se recomienda) y debe limpiarse justamente antes de verter el hormigón del cimientto. Con objeto de no alterar el suelo durante la colocación del refuerzo se acostumbra construir una losa de hormigón de 10 ó 15 cm de espesor inmediatamente después de hecha la excavación, cuando está fresca la superficie del suelo. El acero de refuerzo se coloca sobre la superficie de esta losa, que debe dejarse rugosa para facilitar su adherencia al resto del concreto de la cimentación.

Si la resistencia al deslizamiento es insuficiente, se puede aumentar construyendo una especie de dentellón en el borde de la cimentación hacia donde está dirigida la fuerza lateral; esto aumenta el empuje pasivo contra la cara del cimientto. El proyecto no debe basarse en la totalidad del empuje pasivo, porque para esto se necesita que se produzca un considerable movimiento lateral. Se toma generalmente sólo una tercera parte del empuje pasivo potencial.

Las excavaciones adyacentes al cimientto pueden anular el empuje pasivo y también la saturación del suelo puede reducirlo; por lo tanto, los proyectos en que la estabilidad al deslizamiento descansa en el empuje pasivo, deben ser conservadores.

9:9 CIMENTACIONES EN ROCA

Se ha dado, por lo general, poca importancia a la capacidad de carga y al asentamiento de las cimentaciones en roca. La tradición, desde las plataformas de piedra natural de la Gran Pirámide de Egipto y el ejemplo bíblico del hombre prudente que construyó su casa sobre roca para que pudiera soportar la lluvia, las inundaciones y el viento, han atestiguado la seguridad de la roca como material de soporte. El hecho de que la resistencia a compresión de las calizas duras, las areniscas y los granitos exceda a la de un buen hormigón, ilusiona a los ingenieros modernos, que toman como cierto lo que es una falsa seguridad. Las cimentaciones en roca experimentan algunas veces fallas por capacidad de carga y asen-

tamiento. Por lo tanto, estas posibilidades deben ser investigadas y cualesquiera deficiencias deben ser reducidas al mínimo al hacer el proyecto de la cimentación.

Capacidad de carga. La mecánica de la falla por capacidad de carga de las masas de roca homogénea de gran extensión, debe ser similar a la del suelo, porque las envolventes de Mohr son similares (capítulo 3). Hay que tener en cuenta principalmente, que cuando la roca está sometida a esfuerzo cortante con bajo esfuerzo de confinamiento, su resistencia a esfuerzo cortante cae después de la falla y con bajas deformaciones; a esto se llama falla por fragilidad. De esto se deduce que la capacidad de carga de una roca depende del cortante local, acompañado por el agrietamiento alrededor del perímetro del área cargada. Esto ha sido confirmado por ensayos en modelos que hicieron los autores hace cerca de 30 años. Para rocas homogéneas deben usarse la ecuación (9.3) y los factores de capacidad de carga para cortante local, figura 9.7. Para cimentaciones corrientes de concreto en roca sana, la capacidad de carga no es una limitación, porque la roca es más resistente que el concreto; sin embargo, en pilotes con grandes cargas en la punta y cargas concentradas en los soportes de acero de los túneles, la capacidad de carga de las rocas homogéneas más blandas, como son la lutita y la arenisca, puede ser crítica.

Si la roca tiene juntas, el proceso de la falla potencial es diferente, dependiente del área cargada, el espaciamiento de las juntas, la abertura de las mismas y la ubicación de la carga. Se pueden analizar tres sencillas posibilidades, figuras 9.26a, 9.26b y 9.26c. En el primer caso,

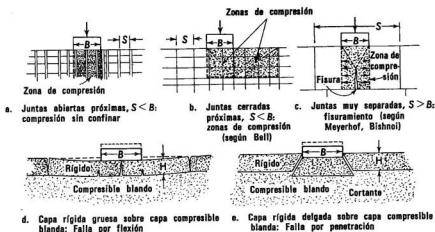


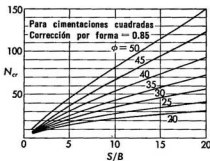
Fig. 9.27 Diferentes maneras de fallar la roca por capacidad de carga.

cuando el espaciamiento de las juntas, S , es una fracción de B y las juntas están abiertas, la cimentación está soportada por columnas aisladas de roca. La máxima capacidad de carga se aproxima a la suma de la resistencia a compresión sin confinar de las columnas de roca. La capacidad de carga total es siempre menor que la suma de la resistencia de las columnas, porque no todas las columnas tienen la misma rigidez y por eso algunas fallarán antes que las otras alcancen la máxima capacidad de carga.

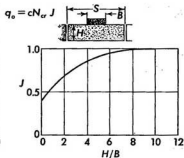
Si las juntas están cerradas de manera que la presión se pueda transmitir a través de ellas sin movimiento, el proceso de esfuerzo cortante es esencialmente el descrito por el análisis de Bell-Terzaghi, sección 9:2. La capacidad de carga se puede evaluar gráficamente por la figura 9.5. Si el espaciamiento de las juntas es mucho mayor que el ancho, $S \ll B$, el proceso es diferente. La zona en forma cónica que se forma debajo de la cimentación raja el bloque de roca formado por las juntas. Esta condición ha sido analizada primero por Meyerhof^{9:22} y ampliada por Bishnoi y Sowers.^{9:23} Los resultados son aproximados por una simplificación de la ecuación (9:4a), suponiendo que la carga está centrada en el bloque y que la presión que se transmite a través de las juntas es muy pequeña.

$$q = JcN_{cr} \quad (9:16)$$

Los valores de N_{cr} obtenidos de modelos para falla por partidura o rajadura, dependen de la relación S/B y de ϕ . Estos valores, para cimientos circulares, se dan en la figura 9.28. Los valores para cimientos cuadrados son el 85 por ciento de los de los cimientos circulares. El factor J toma en consideración el efecto del espesor de la capa superior: si $H/B > 8$, $J = 1$; si $H/B = 1$, $J = \frac{1}{2}$ aproximadamente.



a. Factores de capacidad de carga para cimentación circular en roca con juntas $S/B > 1$ y $H/B > 8$



b. Factor de corrección J para capa de roca de espesor H

Fig. 9.28 Factores de capacidad de carga para roca rajada. (Según Bishnoi.)

Cuando la formación de roca consiste en una extensa veta dura sobre un estrato débil y compresible, pueden ocurrir dos formas de falla, según sean las relaciones H/B y S/B y la resistencia a flexión del estrato de roca. Si la relación H/B es grande y la resistencia a flexión es pequeña, la falla de la roca se produce por penetración, figura 9.27*c*. Si la relación H/B es pequeña es más probable que la falla se produzca por punzonamiento, figura 9.27*e*.

Como ninguno de los casos ha sido estudiado adecuadamente, sólo se sugieren posibles métodos de análisis. Una cimentación sobre una cavidad en la roca también falla por flexión o por penetración y pudiera analizarse, aproximadamente, por estos procedimientos. El factor desconocido más importante, en cada caso, es la ubicación de las juntas verticales y sus efectos en la falla.

Asentamiento. El asentamiento de las cimentaciones sobre formaciones de roca está regido por las juntas. En la roca dura con juntas cerradas es insignificante. Si las juntas son abiertas o irregulares, el asentamiento que se observa es comparable con la medida de la separación de las juntas debajo del área cargada. Algunas calizas porosas, pizarras meteorizadas, areniscas pobremente endurecidas, rocas terrosas como la toba, se consolidan como los suelos. El asentamiento potencial se puede evaluar por ensayos de consolidación en muestras no alteradas.

Proyecto. El proyecto de una cimentación sobre roca es análogo al de una cimentación sobre suelo; sin embargo, debido a que se usan comúnmente presiones mucho más altas y a la existencia de defectos imprevistos, es necesario un tratamiento especial de acuerdo con las condiciones particulares de cada cimienta. Una zona blanda estrecha debajo del cimienta, figura 9.29*a*, no reducirá gravemente el apoyo de la roca contigua, si los bordes de la roca sana no se desmoronan. Se deben limpiar las fisuras hasta una profundidad igual a dos veces el ancho de las mismas y rellenarlos con concreto, para sostener las aristas de la roca.

Una roca cuya superficie sea irregular o esté en pendiente, figura 9.29*b*, no ofrece dificultad para cimentar, si se puede limpiar suficientemente para obtener una buena adherencia con el hormigón y si la pendiente es menor que el ángulo de fricción interna de la roca o del concreto. La excavación o la voladura para nivelar la roca puede debilitarla y hacer más daño que bien. Se puede aumentar la resistencia al deslizamiento, a bajo costo, haciendo perforaciones en las rocas e insertando trozos de barras de refuerzo, figura 9.29*c*.

Los defectos de las vetas en pendientes que debilitan la roca, figuras 9.29*d* y *e*, y que delimitan bloques que pueden resbalar fácilmente, se pueden subsanar de dos maneras: removiendo la masa inestable o fijándola por medio de pernos para roca.

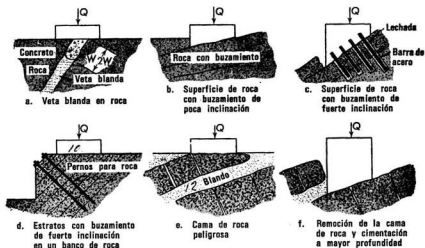


Fig. 9.29 Problemas en las cimentaciones en roca.

Las cavidades y zonas de alta porosidad que pueden producir consolidación o falla de capacidad de carga, requieren el empleo de inyecciones de cemento para fortalecer la masa o sostener la capa de roca sobre la cual se asienta la cimentación. El proyecto de cimentaciones en roca es generalmente tentativo. Se requieren decisiones ingeniosas en la obra, durante la construcción, para adaptar el proyecto al tipo de formación, conforme ésta se va presentando.

9 : 10 CIMENTACIONES SOMETIDAS A VIBRACIONES. 9:24, 9:25

Las cimentaciones pueden estar sometidas a vibraciones por diferentes causas naturales y artificiales. Los terremotos, el viento en las estructuras altas y esbeltas y en las torres, las corrientes de agua de gran velocidad y el batir de las olas en las estructuras marinas, producen vibraciones tanto transitorias como casi continuas, de frecuencias variables. La maquinaria es la causa principal de las vibraciones. Las máquinas de movimiento alternativo, los compresores, las bombas y las máquinas oscilantes son fuentes importantes de vibraciones continuas de baja frecuencia y ocasionan en general los problemas más serios. Los motores eléctricos, las bombas rotatorias y las turbinas producen vibraciones continuas de alta frecuencia. El choque y las vibraciones transitorias son producidas frecuentemente por máquinas de estampar, forjas, martinets, vehículos en movimiento y explosiones. La vibración consiste en un movimiento complejo

repetido y puede comprender tanto rotación como traslación en las tres direcciones. Las vibraciones continuas tienen generalmente una frecuencia constante determinada por la fuente que las produce y complicada por los armónicos generados por su estructura; mientras que las vibraciones transitorias producidas por choques, pueden tener una frecuencia variable dependiente, tanto de la causa que las produce como del sistema de soporte.

Las vibraciones pueden producirse en diferentes direcciones, figura 9.30a, movimiento vertical, longitudinal y transversal (equivalente a un sistema

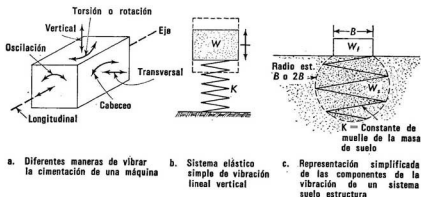


Fig. 9.30 Vibraciones de una estructura.

ortogonal de coordenadas) y en tres direcciones de rotación: oscilación, cabeceo y giro, de acuerdo con la fuente de vibración y la libertad para moverse. Las vibraciones de muchas estructuras son complejas combinaciones de los seis movimientos, que es necesario separar para poder entender el mecanismo del movimiento y para proyectar las medidas correctivas que deban tomarse.

Mecanismo de las vibraciones. Si se aplica a un cuerpo soportado elásticamente un impulso de corta duración, vibrará con su frecuencia natural, que depende de su masa y de sus propiedades elásticas. Para un cuerpo perfectamente elástico (figura 9.30b) cuyo peso sea W y cuya resistencia a deformarse, medida en fuerza por unidad de deformación (gramos por centímetro) sea K , la frecuencia natural f_n está dada por:

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{Kg}{W}}. \quad (9:17)$$

Esto quiere decir que la frecuencia natural aumenta como la raíz cuadrada de la rigidez y disminuye con la raíz cuadrada del peso del

cuerpo. Cuando se pierde energía en el proceso se dice que la vibración se ha *amortiguado* y la frecuencia natural es algo menor.

La amortiguación se expresa en término de la *razón de amortiguación*, C , la cual es una indicación de la cantidad de energía vibratoria perdida en cada ciclo: $C = 0$ indica que no hay pérdida, $C = 1$ indica que toda la energía del impulso se ha disipado en un ciclo de vibración.

Se puede estimar la frecuencia natural de una columna o viga, conociendo su peso y su rigidez, aplicando la ecuación 9:17. La frecuencia natural del sistema suelo-cimiento, como se muestra en la figura 9.30c, es mucho más compleja. La resistencia por unidad de deformación K se puede estimar por el asentamiento por distorsión ρ , que depende del módulo de elasticidad del suelo y del tamaño de la cimentación. El peso del cuerpo vibrante, W , es la suma del peso de la cimentación, W_f , y el de la porción de la masa de suelo situada debajo de la cimentación, que vibra, W_s . Por lo tanto, la frecuencia natural del suelo no es una propiedad que dependa únicamente del suelo, sino que depende también del peso y tamaño de la cimentación y de la carga que soporta.

La intensidad de la vibración es también un factor, porque el módulo de elasticidad en algunos suelos cambia con la presión de confinamiento y con la deformación. Los ensayos de masas de suelo con vibradores que tienen masas de 1 a 3 toneladas métricas y con bases cuadradas de 0.60 a 0.90 m de lado, indican frecuencias naturales de 700 vibraciones por minuto para la turba, a 1,800 vibraciones por minuto para la arena muy compacta. Para cimientos más pesados y bases más anchas la frecuencia natural sería menor. Estas frecuencias naturales son infortunadamente comparables a las vibraciones o múltiplos de vibraciones producidas por muchas máquinas de movimiento alternativo, como son las bombas y los compresores; sin embargo, son más bajas que las producidas por turbinas y motores de alta velocidad.

Vibración forzada. Resonancia. Si se fuerza un impulso periódico en un sistema elástico simple a muy baja frecuencia, $f \ll f_n$, la masa y su soporte elástico responderán conjuntamente, con la misma amplitud de movimiento en una *vibración forzada*; el movimiento no está ni *amplificado* ni *atenuado*. Si el impulso es forzado en un sistema a muy alta frecuencia, $f \gg f_n$, la masa elástica no puede responder a ese impulso, por su inercia y la elasticidad del sistema absorbe la diferencia en movimiento. El efecto de la vibración sobre la masa está atenuado. Estos efectos se exponen en los puntos extremos del gráfico, figura 9.31. Si la vibración se aplica aproximadamente a la frecuencia natural $f = f_n$ cada movimiento recurrente de la fuente vibratoria aplica un impulso adicional al movimiento del cuerpo. Si no hay pérdida de energía o amortiguación, la amplitud del movimiento del sistema elástico se aumenta en cada ciclo

por la energía que le comunica el impulso y con el tiempo puede llegar a ser indefinidamente grande; esto se llama *resonancia*. Con la amortiguación la amplitud de la vibración de la masa elástica aumenta con cada impulso hasta que la energía perdida en cada ciclo de vibración es igual a la energía recibida del impulso durante ese ciclo. La relación entre la magnitud de la vibración del sistema elástico y la del impulso se llama *amplificación*. En una fuente continua de vibración, la amplificación depende del factor de amortiguación y de cuán parejas están la frecuencia del

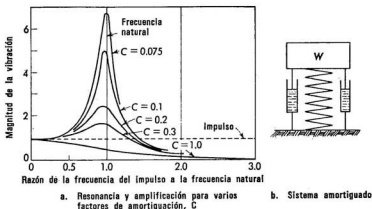


Fig. 9.31 Resonancia en un sistema amortiguado.

impulso y la frecuencia natural, como se muestra en la figura 9.31. (Aunque una amortiguación grande recude algo la frecuencia natural, esto no cambia el concepto de la resonancia.)

Un impulso de la mitad de la frecuencia natural puede producir una vibración amplificada por la adición de energía en ciclos alternos. La amplificación es menor para una razón de amortiguación dada, porque la energía recibida es solamente la mitad de la de un impulso por ciclo. Análogamente la resonancia puede producirse cuando se reciben frecuencias de un tercio o un cuarto de la frecuencia natural. La amplificación que se produce por estas condiciones rara vez es grande, a menos que la razón de amortiguación sea muy pequeña.

Efecto de las vibraciones. Las vibraciones del suelo tienen varios efectos importantes. Primero, las vibraciones se pueden transmitir a otros cimientos y a otras estructuras situadas a cierta distancia de la fuente de vibraciones. Las vibraciones transmitidas pueden ser molestas y hasta dañinas. Si algún sistema cimentación-suelo pudiera estar en resonancia,

se podrían producir grandes daños. Segundo, la vibración puede producir una reducción de la relación de vacíos en los suelos no cohesivos, lo cual tendrá como consecuencia un serio asentamiento. Este será en general pequeño si la compacidad relativa es mayor de 70 por ciento, pero si la vibración es fuerte, como en el caso de resonancia, se pueden producir asentamientos aunque la compacidad relativa esté cerca del 90 por ciento. Tercero, la vibración en suelos no cohesivos sueltos y saturados puede ser la causa de que se produzca en el suelo la condición de movedizo, la pérdida de la resistencia y la falla. Los suelos con cohesión son resistentes al asentamiento por vibración y no se afectan apreciablemente.

Las medidas correctivas incluyen la reducción de las vibraciones en la fuente que las produce, el cambio del sistema suelo-cimentación para evitar la resonancia y la estabilización del suelo para evitar los daños que produce la vibración. Las vibraciones se pueden reducir instalando sistemas de aislamiento, como muelles montados en la fuente productora de las vibraciones o amortiguándolas por medio de materiales que absorban la vibración. También se puede reducir a un mínimo la vibración cambiando el tipo de máquina, sustituyendo, por ejemplo, los compresores de movimiento alternativo por rotatorios. La frecuencia de la resonancia se cambia alternando uno o más de los factores de la ecuación 9:17. Aumentando el tamaño y peso de la cimentación se reduce la frecuencia de la resonancia del sistema. Aumentando el módulo de elasticidad del suelo por compactación o estabilización (capítulo 5) se aumentará la frecuencia de la resonancia. El cambio de la velocidad de la fuente de vibraciones puede ser provechoso; desde luego si es posible mecánicamente tal cambio. La frecuencia natural debe ser, en general, menor que la mitad o mayor que una y media la frecuencia de la vibración. La estabilización del suelo por medio de inyecciones de un agente cementante o por compactación puede impedir asentamientos o pérdidas de resistencia. Esto se estudió en el capítulo 5.

REFERENCIAS

- 9:1 "Theoretical and Practical Treatment of Expansive Clays", *Quarterly Colorado School of Mines*, Vol. 54, 4, octubre, 1959.
- 9:2 E. W. Lane y W. M. Borland, "River Bed Scour During Floods", *Transactions, ASCE*, Vol. 119, 1954, p. 1072.
- 9:3 E. M. Laursen y A. Toch, "Scour Around Bridge Piers and Abutments", *Bulletin 4, Iowa Highway Research Board*, Ames, 1956.
- 9:4 K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1943.

- 9:5 G. G. Meyerhof, "The Influence of Roughness of Base and Ground Water on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", *Geotechnique*, Vol. 5, 3 septiembre 1955, p. 227.
- 9:6 G. G. Meyerhof, "The Bearing Capacity of Footings Under Eccentric and Inclined Loads", *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Zurich, 1953.
- 9:7 L. Jurgenson, "The Application of Theories of Elasticity and Plasticity to Foundation Problems", *Journal, Boston Society of Civil Engineers*, julio, 1954.
- 9:8 H. M. Westergaard, "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem of Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets", *Contributions to Mechanics of Solids*, The Macmillan Company, Nueva York, 1938.
- 9:9 N. M. Newmark, "Influence Charts for Computation of Stresses in Elastic Soils", *Bulletin 38, University of Illinois Engineering Experiment Station*, Urbana, 1942.
- 9:10 D. J. D'Appolonia, E. E. D'Appolonia y F. Brissette, "Settlement of Spread Footings on Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 94, SM3, mayo, 1968, p. 637.
- 9:11 K. Terzaghi, "Settlement of Structures in Europe and Methods of Observation", *Transactions, ASCE*, 1938, p. 1432.
- 9:12 Load Test Research, Law Engineering Testing Co., Atlanta, 1967.
- 9:13 A. W. Skempton y D. H. McDonald, "The Allowable Settlement of Buildings", *Proceedings of the Inst. of Civil Engineers*, Vol. 5, 3, Londres, diciembre 1956, p. 727.
- 9:14 D. E. Polshin y R. A. Tokar, "Maximum Allowable Differential Settlement of Structures", *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Londres, 1957, p. 402.
- 9:15 A. Casagrande y R. E. Fadum, "Applications of Soil Mechanics in Designing Building Foundations", *Transactions, ASCE*, 1944, p. 383.
- 9:16 L. S. Goodman y R. H. Karol, Theory and Practice of Foundation The Macmillan Company, Nueva York, 1968.
- 9:17 J. Bowle, *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1968.
- 9:18 A. B. Vesic, "Beams on Elastic Subgrade and Winkless Hypothesis", *Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, París, 1961, p. 845.

- 9:19 G. F. Sowers y C. M. Kennedy, "High Volume Charge Clays of the Southeastern Coastal Plain", *Proceedings of the Third Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Caracas, 1967.
- 9:20 W. Ward y E. C. Sewell, "Protection of the Ground From Thermal Effects of Industrial Plant", *Geotechnique*, Vol. 2, 1, junio 1950, p. 64.
- 9:21 G. F. Sowers, "Foundations on Sanitary Land Fill", *J. San Eng. D.*, p. ASCE, Vol. 94, S1, febrero 1968.
- 9:22 G. G. Meyerhof, "Bearing Capacity of Rock", *Magazine of Concrete Research*, abril, 1953.
- 9:23 B. W. Bishnoi, *Bearing Capacity of Jointed Rock*, A. Thesis presented to the Georgia Institute of Technology in partial fulfillment for the Ph. D. in Civil Engineering, 1968.
- 9:24 R. V. Whitman y F. E. Richart, Jr., "Design Procedures for Dynamically Loaded Foundations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. 93, SM6, noviembre, 1957, p. 169.
- 9:25 G. P. Tschebotarioff, *Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1951.

**LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR
LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO**

- 1. G. A. Leonards *et al.*, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1961.
- 2. G. F. Sowers, "Shallow Foundations", *ibid.*
- 3. C. W. Dunham, *Foundations of Structures*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1950.
- 4. A. S. Vesic (editor), *Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, A Symposium, Dept. of Civil Eng., Duke University, Durham, N. C., 1967.
- 5. *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Londres, 1957; París, 1961; Montreal, 1965 y México, 1969.
- 6. A. B. Carson, *Foundation Construction*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1965.
- 7. F. E. Richart, Jr., J. R. Hall, Jr., y R. D. Woods, *Vibration of Soils and Foundations*, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs N. J., 1970.

PROBLEMAS

- 9:1 Un cimientto largo de 90 cm de ancho tiene su base a 75 cm por debajo de la superficie del terreno. Hallar la capacidad de carga

con un factor de seguridad de 3, si el suelo es una arcilla saturada que tiene un peso específico de $1,760 \text{ kg/m}^3$ y una resistencia c de 1.5 kg/cm^2 . Use la circunferencia de Mohr y compare el resultado con la capacidad de sustentación calculada por la fórmula general usando los factores de Bell-Terzaghi y de Meyerhof.

- 9:2 Un cimiento cuadrado de 2.40 m de lado tiene su base a 1.20 m por debajo de la superficie del terreno. El suelo es arcilla saturada con un peso específico de $1,920 \text{ kg/m}^3$ y una cohesión de 2 kg/cm^2 . Hallar la capacidad de carga con un factor de seguridad mínimo de 2.5 usando los factores de Meyerhof.
- 9:3 Un cimiento largo de 1.50 m de ancho está situado 90 cm por debajo de la superficie de una arena de peso específico $2,080 \text{ kg/m}^3$ cuando está saturada y $1,760 \text{ kg/m}^3$ cuando está seca y con un ángulo de fricción interna de 37° . Calcular la capacidad de carga con un factor de seguridad de 2.5 usando: 1) el método gráfico; 2) la ecuación general con los factores de Bell-Terzaghi, y 3) con los factores de Meyerhof. En cada caso hallar la capacidad de carga si: a) el nivel freático está a 3.00 m por debajo del cimiento, b) el nivel freático está al nivel de la base del cimiento y c) el nivel freático está al nivel de la superficie del terreno.
- 9:4 Una columna soporta una carga de 91,000 kg. El suelo es una arena seca con peso específico de $1,840 \text{ kg/m}^3$ y ángulo de fricción interna de 40° . El factor de seguridad mínimo debe ser 2.5 y para los cálculos se usarán los factores de Meyerhof.
- a) Hallar el lado de un cimiento cuadrado si éste se coloca en la superficie del terreno.
 - b) Hallar el lado de un cimiento cuadrado si se coloca a 90 cm por debajo de la superficie del terreno.
 - c) Hallar el lado del cimiento cuadrado para el caso (b) si el nivel freático se eleva hasta la superficie del terreno, aumentando el peso específico del suelo a $2,110 \text{ kg/m}^3$.
- 9:5 Una turbina de vapor cuya base es de $6.10 \times 3.65 \text{ m}$, pesa 1,100 toneladas y se colocará sobre un suelo de arcilla con $c = 1.5 \text{ kg/cm}^2$. Hallar las dimensiones de la cimentación con un factor de seguridad mínimo de 3. La cimentación se colocará a 60 cm por debajo del nivel del terreno.
- 9:6 Una columna soporta 154 toneladas; se apoyará en un cimiento cuadrado sobre una arena que tiene $\varphi = 38^\circ$ y $\gamma = 1,920 \text{ kg/m}^3$; no olvidar que el factor de seguridad debe ser 2.5.

- a) Hallar el lado del cimiento cuadrado si éste se coloca en la superficie del terreno.
 - b) Hallar el lado del cimiento cuadrado si éste se coloca a 1.20 m por debajo de la superficie del terreno.
 - c) ¿Sería más barato bajar el cimiento como en (b), si la columna cuadrada tiene 45 cm de lado y el cimiento 60 cm de espesor, que colocarlo en la superficie del terreno? El costo del hormigón colocado es de \$52.30 el m³ y la excavación \$1.25 el m³.
- 9:7 Una columna con una carga de 216,000 kg se apoya en un cimiento cuadrado situado a 90 cm de la superficie de una arcilla parcialmente saturada. Si $\phi' = 15^\circ$, $c' = 0.5$ kg/cm² y $\gamma = 1,810$ kg/m³, hallar la dimensión del cimiento con un factor de seguridad de 2.5.
- 9:8 Una chimenea tiene una cimentación cuadrada de 10.70 m de lado y ejerce una presión de 2.5 kg/cm² en la superficie de una arena de peso específico 1,730 kg/m³ cuando está seca y 2,000 kg/m³ cuando está saturada. Debajo de la arena, a una profundidad de 9.10 m hay una veta de arcilla de 1.80 m de espesor que pesa 1,682 kg/m³ cuando está saturada.
- a) Dibujar un diagrama que muestre la variación del aumento del esfuerzo vertical debajo del centro del cimiento en función de la profundidad.
 - b) Dibujar un diagrama similar al anterior que muestre el esfuerzo inicial efectivo en el suelo en función de la profundidad. El nivel freático está a 3 m de profundidad.
 - c) Dibujar un diagrama que muestre el aumento de esfuerzo a la mitad de la capa de arcilla (a 10.00 m de profundidad) en función de la distancia horizontal al centro del cimiento. ¿Cuál es el aumento promedio de esfuerzo directamente debajo de la cimentación?
- 9:9 La arcilla del problema 9:8 está normalmente consolidada y tiene un índice de compresión de 0.63 y una relación de vacíos de 1.42.
- a) Hallar el asentamiento producido por la carga inicial y el aumento promedio del esfuerzo en el estrato de arcilla.
 - b) Debajo de la arcilla hay más arena. Si el coeficiente de consolidación es 18.6 cm² por día, calcular aproximadamente el tiempo necesario para:
 - 1) el 25 por ciento, 2) el 50 por ciento y 3) el 75 por ciento de la consolidación.

540 Cimentaciones

- 9:10 Hallar el aumento adicional en el esfuerzo y el aumento de asentamiento en el problema 9:9 causado por un descenso permanente del nivel freático hasta la profundidad de 6.00 m. Esto ocurre después que el asentamiento debido a la carga de la cimentación se ha completado.
- 9:11 Un tanque de agua elevado, pesa 227 toneladas y descansa en cuatro cimientos cuadrados separados 6.10 m de centro a centro. La presión permisible en el suelo es 2.5 kg/cm^2 . El suelo está constituido por 7.60 m de grava debajo de la cual hay 2.40 m de arcilla y debajo de ésta hay más grava. El nivel freático está debajo de la arcilla. La arcilla y la grava pesan $1,760 \text{ kg/m}^3$. La relación de vacíos de la arcilla es 0.80 y el índice de compresión 0.32.
- Calcular el esfuerzo promedio efectivo en la arcilla antes y después de la construcción. Usar el diagrama de Westergaard.
 - Calcular el asentamiento del tanque.
 - Calcular el asentamiento del tanque si se duplica el área de los cimientos. ¿En cuanto se reduce el asentamiento? (Expresarlo como porcentaje del asentamiento original.)
- 9:12 Un monumento tiene una base de 12.20 por 18.30 metros y pesa 1,360 toneladas. Se apoya en un estrato de arena de 12.20 m de espesor y debajo de este estrato hay uno de arcilla blanda de 1.50 m de espesor que descansa en roca. El nivel freático está al nivel de la superficie del terreno. El peso de la arena saturada es $2,080 \text{ kg/m}^3$ y el de la arcilla, $1,760 \text{ kg/m}^3$.
- Calcular el esfuerzo promedio efectivo en la arcilla antes y después de la construcción. Usar el diagrama de Westergaard.
 - Calcular el asentamiento del monumento si para la arcilla $e_0 = 1.13$ y $C_c = 0.31$.
 - Calcular el tiempo que se requiere para el 80 por ciento del asentamiento final si $k = 7 \times 10^{-9} \text{ cm}$ por segundo.
 - Recalcular esfuerzo y asentamiento usando el método aproximado.
- 9:13 La losa de cimentación de una turbina tiene 6.10 por 12.20 metros y soporta una carga de 0.8 kg/cm^2 . El suelo consiste en 7.60 m de arcilla sobre arena compacta. El nivel freático está en la superficie del terreno. La arcilla tiene las siguientes características: $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 1,760 \text{ kg/m}^3$, $E = 375 \text{ kg/cm}^2$, $c_v = 1.39 \text{ cm}^2$ por día. La curva edométrica está dada en el problema 3:9.

- a) ¿Es segura la cimentación si se requiere un factor de seguridad mínimo de 2.5?
- b) ¿Cuánto es el asentamiento por contacto?
- c) ¿Cuál es el aumento promedio de esfuerzo en el primer 1.50 m del estrato de arcilla, en los 3.05 metros siguientes y al final de los otros 3.05 m de arcilla?
- d) ¿Cuánto es el asentamiento total por compresión?
- e) ¿Qué asentamiento se producirá en un año si se coloca una fina capa de arena entre la arcilla y la losa de hormigón?

9:14 Prepare un informe describiendo la falla o el asentamiento excesivo de una estructura debido a cimentaciones defectuosas. Incluya los detalles siguientes:

- a) Condiciones del suelo.
- b) Cimentaciones.
- c) Descripción de la falla.
- d) Causa de la falla.
- e) Medidas correctivas, si las hay.

9:15 Un edificio de concreto armado de 30.00 m por 24.40 m pesa 3,500 kg/m² en el área bruta. Las columnas están separadas 6.10 m. El suelo es arena seca profunda que pesa 1,929 kg/m². Los resultados siguientes se obtuvieron en un ensayo de carga hecho en la superficie del suelo usando una placa cuadrada de 30 cm de lado.

Carga, kg	Asentamiento, mm
500	1.44
750	2.16
1,000	2.88
1,250	3.61
1,750	4.33
2,000	5.05
2,250	6.48
2,500	12.93
2,750	17.16
3,000	21.50

Los cimientos se colocarán a 90 cm por debajo de la superficie del terreno. El factor de seguridad mínimo es 2.5.

- a) Dibujar la curva de la prueba de carga y determinar la falla.
- b) Calcular ϕ .
- c) Hallar el tamaño mínimo de los cimientos cuadrados.

d) Hallar el asentamiento del cimiento para (c). Suponer que los asentamientos con las presiones más altas se pueden encontrar extendiendo las partes rectas de la curva de carga-asentamiento y que se aplica la fórmula 9:13b.

e) Si el asentamiento fuera excesivo ¿qué se debería hacer?

9:16 Una pila de un puente tiene una carga total de 818 toneladas métricas; está ubicada en una planicie aluvial en la que el agua tiene una velocidad muy pequeña. El perfil del suelo consiste en:

1. Nueve metros de arena firme que pesa $2,000 \text{ kg/m}^3$ y tiene $\varphi = 35^\circ$.
2. Seis metros de arena compacta que pesa $2,160 \text{ kg/m}^3$ y tiene $\varphi = 42^\circ$.
3. Un metro 80 cm de arcilla normalmente consolidada con $e = 1.25$ y $C_c = 0.48$.
4. Treinta metros de arena gravosa compacta.

El agua subterránea está a 0.90 m de profundidad. Suponga que el proyectista desea usar una cimentación de superficie y que supone que a 3.60 m de profundidad estará seguro contra la socavación.

- a) ¿Cuál es el ancho mínimo de la cimentación cuadrada requerida, a la profundidad de 3.60 m, si el terreno puede inundarse y si la cimentación tiene una excentricidad con respecto a la carga de 0.90 m perpendicular al camino? Se especifica un factor de seguridad de 3.
- b) Hallar la profundidad de penetración del tablestacado de acero de una atagüa para tener un factor de seguridad de 1.5 contra el levantamiento del fondo, si el contratista excava bajo el agua hasta el nivel de la cimentación y después bombea el agua de la excavación desde una rampa hasta que el nivel de dicha agua esté 0.60 m por debajo del fondo de la excavación. ¿Cuál será el gasto aproximado del bombeo si la arena firme tiene un coeficiente de permeabilidad de $1.5 \times 10^{-3} \text{ cm}$ por segundo y la arena compacta es relativamente impermeable? Suponga que a 30 m de la excavación el nivel del agua subterránea no ha cambiado y que una red de flujo de dos dimensiones es una aproximación razonable para las condiciones de la filtración.
- c) ¿Qué cambios de esfuerzo y asentamiento (o expansión) se producen por: 1) Excavación seguida por 2) agotamiento? Suponga que el valor de C_c es el mismo en el aumento como en la disminución del esfuerzo en la arcilla.

- d) ¿Cuánto asentamiento se produce por el peso del hormigón del cimientto vertido en la excavación, que tiene 3.00 m de espesor, suponiendo que el nivel del agua subterránea recobra su nivel 0.90 m por debajo de la superficie del terreno?
- e) ¿Cuánto cambia el esfuerzo y qué asentamiento adicional se produce cuando a las 818 toneladas de carga total, se le suman 550 toneladas de la carga permanente del puente?

9:17 Una chimenea que pesa 1,800 toneladas métricas está colocada sobre una cimentación circular con una presión unitaria ejercida sobre el suelo de 2 kg/cm^2 (incluyendo el peso de la cimentación). El perfil del suelo consiste en arena desde la superficie hasta una profundidad de 12 m, debajo de la cual hay una capa de arcilla orgánica blanda de 1.18 m de espesor. Debajo de la arcilla blanda se encuentra arena compacta hasta la profundidad de 24 m y debajo de ésta la roca. La arena de la capa superior pesa $1,650 \text{ kg/m}^3$, cuando está seca y $1,970 \text{ kg/m}^3$, cuando está saturada y tiene un ángulo de fricción interna de 32° . La arcilla blanda saturada pesa $1,670 \text{ kg/m}^3$, tiene una relación de vacíos de 1.5 y un índice de compresión de 0.71. El nivel freático antes de la construcción estaba a 0.90 m por debajo de la superficie del terreno y se ha bajado permanentemente a 4.60 m por debajo de la superficie del terreno antes de comenzar la construcción de la cimentación. La base de la cimentación estará a 3.00 m por debajo de la superficie del terreno.

- a) Calcular el esfuerzo efectivo en la arcilla antes de la construcción.
- b) Calcular el aumento en el esfuerzo efectivo en la arcilla causado por el descenso del nivel freático y el asentamiento producido últimamente por el agotamiento.
- c) Calcular el cambio de esfuerzo en la arcilla causado por la excavación y la construcción de la chimenea y el asentamiento que resulta por estas operaciones, suponiendo que el intervalo de tiempo entre la excavación y el vertido de concreto es tan corto que no hay tiempo para que se produzca la descompresión de la arcilla.
- d) Si el coeficiente de consolidación de la arcilla es 18.6 cm^2 por día, ¿cuánto tiempo tomará el producirse el 90 por ciento de la consolidación?
- e) ¿Está segura la cimentación contra una falla por capacidad de carga, bajo la carga estática?

- f) ¿Está segura la cimentación contra una falla de capacidad de carga si debe sufrir los efectos de un viento de 120 km por hora? La chimenea tiene 6.00 m de diámetro y 76 m de altura.
- g) Si la seguridad de la chimenea es precaria, ¿qué debe hacerse para mejorarla?
- h) Si se considera que el asentamiento es excesivo, ¿qué otro tipo de cimentación pudiera considerarse y por qué?

Cimentaciones profundas

Debajo del lugar escogido para construir un hospital de 20 pisos se encontraba un depósito aluvial reciente de más de 30 m de espesor. La formación era, predominantemente, arcilla compresible blanda; sin embargo, había dentro de la arcilla algunos estratos de arena entre firme y compacta; uno de ellos a unos 12 m por debajo de la superficie del terreno, tenía 3 m de espesor. Debido a que la arcilla blanda no tenía suficiente capacidad de carga para una cimentación por superficie, se decidió soportar la estructura en pilotes.

Se hincaron pilotes en varios puntos del lugar y ninguno pudo penetrar a más de 14 m de la superficie del terreno. Algunos de los pilotes fueron sometidos a ensayos de carga y en ningún caso el asentamiento fue mayor de 1 cm cuando se llegaba a la carga por pilotes del proyecto, que era de 27.3 toneladas métricas. Basándose en el resultado de estos ensayos se proyectó la cimentación de la estructura, empleándose más de 10,000 pilotes, cuyas puntas se introducían en el estrato de arena compacta. Al año de haberse terminado la construcción ya el edificio se había asentado, tomando la depresión la forma de una superficie cóncava hacia arriba con un máximo en el centro de cerca de 30 cm con respecto al nivel original. Al cabo de 20 años la depresión ya tenía un diámetro de más de 120 m y cerca de 90 cm de profundidad en el centro. Fue necesario hacer grandes reparaciones para mantener el edificio en servicio. Actualmente el movimiento aumenta lentamente al ritmo de la compresión secundaria y aunque ahora sólo pequeñas reparaciones son necesarias, el movimiento continuará indefinidamente.

Las *cimentaciones profundas* se emplean cuando los estratos de suelo o de roca situados inmediatamente debajo de la estructura no son capaces de soportar la carga, con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable. El mero hecho de llevar la cimentación hasta el primer estrato

546 *Cimentaciones profundas*

resistente que se encuentre no es suficiente, aunque ésta sea la decisión que a menudo se toma, como fue el caso de la cimentación del hospital, pues la cimentación profunda debe analizarse de la misma manera que la que es poco profunda. Como la cimentación superficial, también la cimentación profunda, incluyendo los estratos de suelo o roca situados debajo, deben ofrecer seguridad y no asentarse excesivamente por efecto de las cargas de la estructura que soportan.

Hay dos formas de cimentaciones profundas generalmente aceptadas: *pilotes* y *pilares*. Los pilotes son fustes relativamente largos y esbeltos que se introducen en el terreno. Aunque algunas veces se hincan en el terreno pilotes hasta de 1.50 m de diámetro, por lo general sus diámetros son inferiores a 60 cm. Los pilares son de mayor diámetro y se construyen excavando y, por lo general, permiten una inspección ocular del suelo o roca donde se apoyarán. Los pilares son en realidad cimentaciones por superficie o sobre placa a gran profundidad. No se puede hacer una distinción precisa entre pilotes y pilares, porque hay cimentaciones que combinan las características de ambas.

10:1 DESARROLLO Y USO DE LOS PILOTES

Los pilotes son anteriores a la historia que conocemos. Hace 12,000 años los habitantes neolíticos de Suiza hincaron postes de madera en los blandos fondos de lagos poco profundos para construir sus casas sobre ellos y a altura suficiente para protegerlos de los animales que merodeaban y de los guerreros vecinos. Estructuras similares están actualmente en uso en las junglas del sudeste de Asia y de la América del Sur. Venecia fue construida sobre pilotes de madera en el delta pantanoso del río Po, para proteger a los primeros italianos de los invasores del este de Europa y, al mismo tiempo, para estar cerca del mar y de sus fuentes de subsistencia. Los descubridores españoles dieron a Venezuela ese nombre, que significa pequeña Venecia, porque los indios vivían en chozas construidas sobre pilotes en las lagunas que rodean las costas del lago Maracaibo. En la actualidad las cimentaciones de pilotes tienen el mismo propósito: hacer posible las construcciones de casas y mantener industrias y comercios en lugares donde las condiciones del suelo no son favorables.

Uso de los pilotes. Los pilotes se usan de muchas maneras, como se muestra en la figura 10.1. Los *pilotes de carga* que soportan las cimentaciones son los más comunes. Estos pilotes transmiten la carga de la estructura a través de estratos blandos a suelos más fuertes e incompresibles o a la roca que se encuentre debajo o distribuyen la carga a través de los estratos blandos que no son capaces de resistir la concentración de la carga de un cimiento poco profundo. Los pilotes de carga se usan

cuando hay peligro de que los estratos superiores del suelo puedan ser socavados por la acción de las corrientes o las olas o en los muelles y puentes que se construyen en el agua.

Los *pilotes de tracción* se usan para resistir fuerzas hacia arriba, como en las estructuras sometidas a subpresión, tales son los edificios cuyos basamentos están situados por debajo del nivel freático, las obras de protección de presas o los tanques soterrados. También se emplean para resistir el vuelco en muros y presas y como anclaje de los cables que sirven de contravientos en las torres o retenidas en los muros anclados y en las torres.

Los *pilotes cargados lateralmente* soportan las cargas aplicadas perpendicularmente al eje del pilote y se usan en cimentaciones sometidas a fuerzas horizontales, como son los muros de sostenimiento de tierras, los puentes, las presas y los muelles y como defensas y duques de alba en las obras de los puertos. Si las cargas laterales son grandes, los pilotes inclinados pueden resistirlas más eficazmente. Estos son pilotes que se hincan con un cierto ángulo. Frecuentemente se usa una combinación de pilotes verticales e inclinados, como en la figura 10.1c. Los pilotes se usan algunas veces para compactar el suelo o como drenes verticales en estratos de baja permeabilidad. Los pilotes colocados muy próximos unos de otros

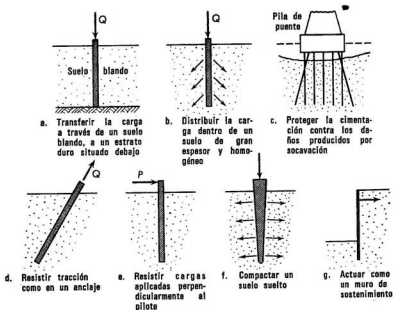


Fig. 10.1 Diferentes usos de los pilotes.

y las tablestacas anchas y delgadas unidas entre sí, se usan como muros de sostenimiento de tierras, presas temporales o mamparos contra filtraciones.

10:2 HINCA DE PILOTES

La operación de introducir el pilote en el terreno se llama *hinca del pilote*. Como muchas otras operaciones que se realizan en las construcciones, la hinca de pilotes es un arte, cuyo éxito depende de la habilidad e ingeniosidad de los que la realizan; sin embargo, también como en muchos otros trabajos de construcción se depende cada vez más de la ciencia de la ingeniería para hacerlos más eficaces. Aún más importante que el arte y la ingeniería mecánica envueltos en la construcción, resultan otros factores que aseguran el buen funcionamiento de la cimentación de pilotaje una vez terminada. Por lo tanto, el ingeniero que proyecta la cimentación debe finalmente intervenir en la construcción y el ingeniero constructor en el proyecto. El método más antiguo y uno de los más ampliamente usados actualmente es por medio de una maza. Los constructores orientales usaron durante centurias un bloque de piedra como maza; un grupo de obreros dispuestos en forma de estrella alrededor de la cabeza del pilote levantaban la piedra por medio de cuerdas que mantenían tirantes; por un movimiento rítmico de estirar y aflojar las cuerdas levantaban la piedra en el aire y guiaban el golpe hacia abajo, sobre la cabeza del pilote. Los romanos usaban un bloque de piedra que elevaban por medio de una cabria en forma de A, utilizando la energía de esclavos o caballos y guiaban su caída por medio de postes verticales.

Equipos para la hinca de pilotes o martinetes. Aunque la simple armadura en forma de A que empleaban los romanos para la hinca de pilotes todavía se usa actualmente (con energía mecánica), la máquina más comúnmente usada es, esencialmente, una grúa montada sobre esteras (figuras 10.2 y 10.3). Unidas a la pluma de la grúa están las *guías*: dos canales de acero unidas entre sí por medio de separadores en U y arriostradas por diagonales. Estas canales sirven de guía al *martillo* o *maza* que tiene unas aletas que le permite resbalar entre las canales de la guía. Las guías están aseguradas a la grúa por un *tirante* que generalmente es ajustable, lo cual permite la hinca de pilotes inclinados. Para los martinillos de vapor se necesita una caldera de vapor o un compresor de aire.

El pilote se coloca entre las guías y debajo del martillo. A veces se colocan entre las guías, preferiblemente, piezas que pueden deslizarse y sirven para soportar lateralmente el pilote a la mitad o a las cuartas partes de su longitud.

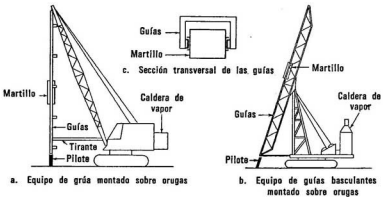


Fig. 10.2 Partes principales de un equipo para hincar de pilotes o martinete.

Algunos equipos grandes se montan en una base de vigas I que se apoya en una armazón de acero y emparrillado de madera. Estos equipos se trasladan haciéndolos resbalar sobre vigas o rodillos. Para trabajos de carreteras se usan equipos de grúa instalados en vehículos con llantas de goma y para trabajos dentro de los edificios se han usado hasta martinets montados en camiones con orquilla para elevar pesas. Algunas veces estos equipos o martinets se montan en barcasas para trabajos marinos o en carros de ferrocarril para trabajos en las vías. Cuando no hay espacio suficiente para una guía suelen usarse *guías oscilantes* que se cuelgan de cables.

La característica más importante de un equipo para la hincada de pilotes, desde el punto de vista del ingeniero, es su capacidad para guiar el pilote exactamente. Debe ser lo suficientemente fuerte y rígido para mantener el pilote y el martillo en su posición y con la inclinación fijada, a pesar del viento, las obstrucciones bajo el terreno y el movimiento del martillo.

Martinets o mazas para la hincada de pilotes. El martillo más simple es la maza, que consiste en un bloque de acero fundido que pesa de 250 a 1,000 kilogramos. Se eleva por medio de un torno de 1.50 a 3.00 m sobre la cabeza del pilote y luego se deja caer. La hincada de pilotes con maza es simple, pero muy lenta y se usa solamente en pequeños trabajos en los que el constructor tiene que improvisar su equipo o cuando no está justificado el costo del traslado de equipos pesados.

El martillo de vapor de *simple efecto* se compone de un pesado bloque de acero fundido, que es la *maza*, un pistón y un cilindro (figura 10.4a). Se introduce vapor o aire comprimido en el cilindro para le-

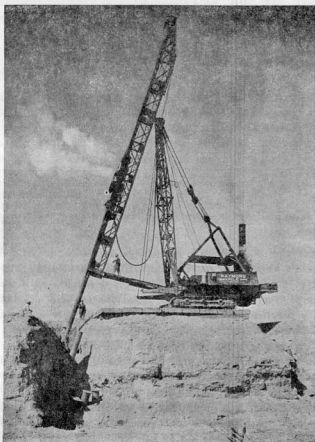


Fig. 10.3 Equipo para la hincia de pilotes montado sobre esteras y con guías que se pueden inclinar para hincar pilotes inclinados. (Cortesía de Raymond International Inc.).

vantar la maza 60 o 90 cm y luego se le da salida al vapor para que la maza caiga sobre la cabeza del pilote. Estos martillos son simples y fuertes y golpean a baja velocidad, con energía relativamente constante a pesar del desgaste, los ajustes y las pequeñas variaciones en la presión del vapor. Sus características se dan en la tabla 10:1.

En los martillos de *doble efecto o diferenciales* (figura 10.4b) se emplea el vapor o el aire comprimido para levantar la maza y para acelerar la caída. Los golpes son más rápidos, de 95 a 240 por minuto, con lo cual se reduce el tiempo necesario para la hincia del pilote y hasta se hace

ésta más fácil en arena suelta. El martillo puede perder parte de su eficiencia con el desgaste o el ajuste deficiente de la válvula. La energía que se desarrolla en cada golpe varía grandemente con la presión del vapor o del aire y se necesita una inspección cuidadosa para estar seguros de que dicha presión es la especificada y constante. Si el número de golpes por minuto es aproximadamente el especificado, como se da en la tabla 10:1, la presión del vapor es probablemente correcta.

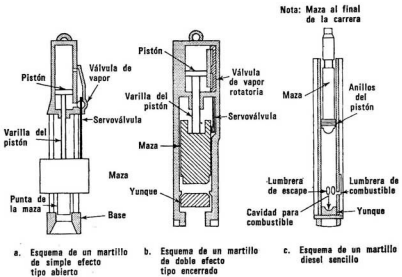


Fig. 10.4 Esquemas de la construcción de los martillos de vapor para la hinca de pilotes.

Los martillos de vapor pueden operar con vapor o con aire comprimido; la operación con vapor es más eficiente, especialmente si se emplean generadores de vapor circulante. Si el martillo va a operar bajo el agua, lo cual se puede hacer con el de doble efecto de tipo cerrado, se necesita suministrar aire.

Los martillos Diesel para la hinca de pilotes se encuentran en el mercado en tamaños cada vez mayores. El martillo Diesel se compone de un cilindro de fondo macizo y una maza pistón encerrada en el mismo. Al comenzar la hinca la maza se levanta mecánicamente y luego se deja caer. El combustible se inyecta dentro del cilindro cuando cae la maza,

produciéndose la ignición por el calor del aire comprimido por la maza. El impacto y la explosión fuerzan el cilindro hacia abajo contra el pilote y a la maza hacia arriba, para repetir el ciclo automáticamente. Las mayores ventajas del martillo Diesel son: que lleva consigo la fuente de energía, es económico y se opera fácilmente. La energía por golpe es alta en relación con el peso del martillo, pero ésta se desarrolla por la alta velocidad de los golpes de una maza de peso mediano. La mayor desventaja estriba en que la energía por golpe varía con la resistencia que ofrece el pilote y es extremadamente difícil valorarla en la obra. En algunos tipos de martillo Diesel la distancia del recorrido de la maza se puede observar visualmente y calcular la energía, aproximadamente, por el producto del recorrido y el peso de la maza. En otros martillos se puede estimar la energía por la presión del aire generada en una cámara de rechazo situada sobre el martillo. Debido a que la energía es variable, el martillo Diesel es el que mejor se adapta a los casos en que el control de la energía no es crítico, o donde éste pueda ser vigilado de cerca en los momentos críticos.

TABLA 10:1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MARTILLOS TÍPICOS PARA LA HINCA DE PILOTES

Martillo	Tipo	Maza		Carrera		Energía/golpe		Golpes por min.
		lb	kg	plg	cm	lbp	kgm	
Vulcan 2	Simple efecto	3000	1360	29	74	7620	1055	70
Vulcan 1	Simple efecto	5000	2270	36	91	15000	2075	60
Vulcan 0	Simple efecto	7500	3400	39	99	24375	3370	50
McKiernan-Terry S-3	Simple efecto	3000	1360	36	91	9000	1245	65
McKiernan-Terry S-5	Simple efecto	5000	2270	39	99	16250	2250	60
McKiernan-Terry 9B3	Doble efecto	1600	725	—	—	8700	1205	145
McKiernan-Terry 11B3	Doble efecto	5000	2270	—	—	19150	2650	95
McKiernan-Terry C-5	Diferencial	5000	2270	—	—	16000	2210	100
McKiernan-Terry S-14	Simple efecto	14000	6360	32	81	37500	5185	60
Vulcan 50C	Diferencial	5000	2270	—	—	15100	2085	120
Vulcan 65C	Diferencial	6500	3630	—	—	19200	2655	117
Vulcan 80C	Diferencial	8000	3630	—	—	24450	3380	111
McKiernan-Terry DE20	Diesel	2000	910	113*	287	18800*	2600	48*
McKiernan-Terry DE40	Diesel	4000	1820	129*	328	43000*	5945	48*
Link Belt 520	Diesel (DA)	5000	2270	—	—	30000*	4150	80*
Raymon de 65 CH	Hidráulico	6500	2960	—	—	19500	2695	130*

* Energía máxima para carrera máxima y velocidad mínima.

Un martillo de doble efecto movido por presión hidráulica es algo más rápido y ligero que el equivalente de vapor, porque la presión con que funciona es mucho mayor. El sistema compacto de la bomba hidráulica es más fácil de trasladar que el voluminoso compresor de aire o la caldera de vapor; sin embargo, las altas presiones llevan aparejados problemas mecánicos más difíciles. El martillo ligero de doble efecto, producirá la misma energía en kilográmetros en el instante en que la maza

hace contacto con la cabeza del pilote, que un martillo pesado de vapor de simple efecto cayendo de 0.75 a 0.90 m de altura. Sin embargo, los efectos de los dos golpes son diferentes, debido a la gran diferencia de velocidades que tienen las mazas en el instante del golpe. Considérese la hinca de un clavo de vía usando primero un martillo para tachuelas golpeando duro y rápidamente, después usando una mandarría pesada dejándola caer de pocos centímetros de altura, de manera que se produzca la misma cantidad de energía que en el caso anterior. Los golpes lentos y pesados hincan el clavo, mientras que el martillo para tachuelas rebotaría. La misma diferencia de efectos se puede observar en la hinca de pilotes. La experiencia demuestra que el peso de la maza debe estar entre un tercio y dos veces el peso del pilote.

En la mayoría de los martillos para hinca de pilotes es necesario usar *sombreretes* protectores para distribuir la fuerza del golpe del martillo en la cabeza del pilote. El sombrerete se hace de acero fundido y contiene en su interior un bloque renovable de madera, fibra o un metal laminado y goma o un cojín plástico y contra él golpea el martillo. Los sombreretes para la hinca de pilotes de hormigón armado pueden estar provistos además de un cojín de madera que se coloca entre el propio sombrerete y la cabeza del pilote.

Comportamiento del pilote durante la hinca. La hinca de pilotes es una operación fascinante que siempre atrae multitud de espectadores. Las nubes de vapor y el continuo martillar les hacen detenerse, pero en general, no advierten lo que requiere más atención del ingeniero: el comportamiento del pilote durante la hinca. En suelos muy blandos los primeros golpes del martillo pueden hincar el pilote varios metros; de hecho el pilote puede introducirse en el terreno bajo el peso del martillo solamente; sin embargo en los suelos duros cada golpe del martillo está acompañado por una deformación del pilote y la consiguiente pérdida de energía. Si se sostiene un pedazo de tiza contra el pilote y se mueve uniformemente en dirección horizontal a medida que se hinca el pilote, quedará trazado en el pilote un gráfico que representa el movimiento vertical del pilote con respecto al tiempo. Un ejemplo típico de este gráfico puede verse en la figura 10.5. El golpe del martillo produce inicialmente un movimiento del pilote hacia abajo, pero éste es seguido por un *rebote* que representa la compresión elástica temporal del pilote y del suelo que lo circunda. El movimiento inicial menos el rebote es lo que se llama *penetración* y es el movimiento neto del pilote en el suelo por el efecto de un golpe del martillo. La penetración promedio para varios golpes se puede hallar de la resistencia a la hinca, que es el número de golpes necesarios para hincar el pilote una distancia determinada, generalmente 2.5, 15 o 30 cm.

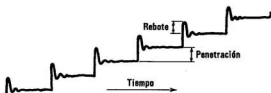


Fig. 10.5 Gráfico del movimiento de la cabeza del pilote durante la hinca.

Cuando el pilote es muy largo y la hinca difícil, el comportamiento del pilote es más complejo. En el momento del impacto la parte superior del pilote se mueve hacia abajo; la parte inmediatamente debajo se comprime elásticamente y la punta del pilote permanece momentáneamente fija. La zona de compresión se mueve rápidamente hacia abajo y alcanza la punta del pilote una fracción de segundo después de producirse el impacto. Como resultado de esta onda de compresión, la totalidad del pilote no se mueve hacia abajo en un instante, sino que lo hace en segmentos más cortos.

Otros métodos de hinca de pilotes. En los suelos no cohesivos se puede usar el *chiflón de agua* para hincar hasta su posición final pilotes cortos con cargas ligeras y para ayudar la hinca de pilotes largos con cargas pesadas. El chorro se produce inyectando agua con una presión de 10 a 20 kg por cm^2 por un tubo de 3.8 a 5.0 cm de diámetro, que tiene una boquilla de mitad del mismo. El chorro de agua se puede usar para abrir un hueco en la arena antes de proceder a la hinca o se puede fijar el tubo o un par de tubos, a los lados del pilote (o dejarlo embebido en el pilote de concreto) de manera que la acción del chorro de agua y la hinca sean simultáneos. Como el chorro de agua afloja el suelo, corrientemente se interrumpe antes que el pilote alcance su posición final y los últimos decímetros de la penetración se hacen con el martillo solamente. Si se usa demasiada agua el chorro puede aflojar los pilotes que se hayan hincado previamente. El chiflón de agua beneficia grandemente la hinca en arena compacta, pero su ayuda es pequeña en las arcillas.

Cuando el pilote deba atravesar capas superiores de arcilla compacta o roca blanda para alcanzar el estrato de sustentación, se puede ahorrar tiempo y dinero haciendo una *perforación previa*. Si el suelo es seco esta perforación se hace con una barrena y se deja caer el pilote dentro del agujero abierto. Si el suelo se mantiene continuamente firme, se puede fabricar un pilote de concreto en el agujero para formar un *pilote de colado in situ* (que se estudia posteriormente en este capítulo).

Si el suelo contiene vetas blandas, se puede hacer el agujero con una barrena rotatoria y se mantiene abierto rellenándolo con una pasta blanda

de suelo y agua. El pilote se hinca a través de esa pasta hasta el estrato firme situado debajo.

El *punzonado* es la hinca en el suelo de un pesado perfil de acero laminado, para horadar las obstrucciones o romper las vetas duras que puedan dañar y hasta impedir la penetración de pilotes pequeños. El perfil de acero que se haya empleado como punzón se sacará antes de hincar el pilote.

Se emplean los *gatos* para hincar pilotes cuando no se permiten las vibraciones del martillado o cuando no hay espacio suficiente para usar martillos. Se usan principalmente en obras de recalce de cimentaciones, donde el pilote, en pequeñas secciones, se hinca por medio de gatos, usando el peso de la propia estructura como reacción.

Los *vibradores* son efectivos, según se ha comprobado, en la hinca de pilotes en suelos limosos y arenosos.^{10:13} Los vibradores consisten en un par de pesos que giran en dirección contraria, orientados de manera que produzcan movimientos hacia arriba y hacia abajo. Se han usado vibradores con velocidades de 735 a 2,500 revoluciones por minuto y que pesan de 12,000 a 14,000 kg respectivamente. Un vibrador de 12,000 kg movido por un motor eléctrico de 200 caballos de vapor desarrolla una fuerza dinámica de cerca de 159,100 kg. Un pequeño vibrador de 100 caballos de vapor proyectado para la hinca y extracción de tablestacas pesa 5,000 kg y desarrolla una potencia de 7,466 kgm por minuto, a una velocidad de 700 a 1,000 revoluciones por minuto.^{10:1}

Se han empleado vibradores gigantes en pares sincronizados para hincar pilotes de 1.20 m de diámetro y hasta cajones más grandes.

El vibrador sónico genera la vibración en resonancia con el pilote; de esta manera el impulso de la vibración está en fase con la onda de compresión elástica que viaja hacia abajo en el pilote y la energía para vencer el rozamiento y la resistencia en la punta se usa más eficientemente. Una máquina de hinca de combustión interna produce la frecuencia variable que es necesaria para armonizar con la frecuencia natural del pilote como columna elástica. La velocidad de hinca es asombrosa en muchos casos y el ruido y las molestias de las sacudidas son menores que en la hinca con martillos de percusión.

10:3 CAPACIDAD RESISTENTE DEL PILOTE

La capacidad de una cimentación de pilotaje para soportar cargas sin falla o asentamiento excesivo, depende de varios factores: la losa sobre los pilotes, el fuste del pilote, la transmisión de la carga que soporta el pilote al suelo y el suelo y los estratos subyacentes de roca que finalmente soportan la carga. El cálculo y proyecto de la losa sobre los pilotes es

esencialmente un problema estructural que se encuentra en los libros de texto para proyectos de hormigón armado; es raramente un problema crítico o una causa de dificultades. En el análisis y proyecto del fuste del pilote intervienen tanto el suelo como el pilote. Corrientemente la capacidad del fuste del pilote obedece a necesidades constructivas y es mucho mayor que la necesaria para la carga máxima; pero puede ser crítica en el caso de pilotes esbeltos con cargas pesadas o cuando se encuentran dificultades en la construcción. La transferencia de la carga del pilote al suelo es lo que se llama *capacidad de carga del pilote* y es frecuentemente causa de dificultades en las cimentaciones de pilotaje. La capacidad de los estratos inferiores para soportar la carga depende del efecto combinado de todos los pilotes actuando conjuntamente. Aunque la capacidad de los estratos inferiores rara vez recibe atención, es frecuentemente fuente de dificultades en las cimentaciones de pilotaje.

Fuste del pilote. El fuste del pilote es una columna estructural que está fija en la punta y generalmente empotrada en la cabeza. La estabilidad elástica del pilote y su resistencia al pandeo ha sido investigada teóricamente y por ensayos de carga.¹⁰¹⁴ El pandeo de un pilote depende de su alineamiento, longitud, momento de inercia y módulo de elasticidad y de la resistencia elástica del suelo que lo circunda. Tanto la teoría como la práctica demuestran que el soporte lateral del suelo es tan efectivo, que únicamente en pilotes extremadamente esbeltos hincados en arcillas muy blandas o en pilotes que se extiendan fuera del suelo, en el aire o en el agua, puede producirse pandeo. Por lo tanto, los pilotes en arena o en arcilla blanda se proyectan, corrientemente, como si estuvieran arriostrados o fueran columnas cortas. Esto se ha comprobado por ensayos de carga en pilotes de 30 m de longitud en arcilla blanda en un lugar del Medio Oeste. Los pilotes de acero de sección H fallaron por arriba de la superficie del terreno cuando se alcanzó el límite elástico del acero y los de concreto por rotura por aplastamiento, cuando se alcanzó la resistencia a compresión del hormigón (figura 10.23).

Lo más importante a considerar como limitación de la capacidad del fuste de un pilote es la construcción defectuosa, especialmente la de las uniones de dos secciones del pilote; esto puede conducir a desviaciones de la parte inferior del pilote y a que se produzca un ángulo en la alineación del mismo (como la pata de un perro) y a una reducción de la sección transversal del pilote y una pérdida de resistencia como columna corta. El estudio que se ha hecho de los pilotes en forma de "pata de perro" demuestra que su capacidad no se reduce materialmente, siempre que el suelo circundante sea firme.¹⁰¹⁵ La reducción de resistencia del pilote como columna se puede evitar con un cuidadoso control de los procedimientos constructivos.

Efecto del pilote en el suelo. La forma de distribución del esfuerzo, el asentamiento y capacidad máxima de una cimentación por pilotaje, depende del efecto del pilote en el suelo. El pilote, representado por un cilindro de longitud L y diámetro D , figura 10.6a, es una discontinuidad en la masa de suelo, que reemplaza o desplaza al suelo, según sea instalado por excavación, como un pilar, o por hinca.

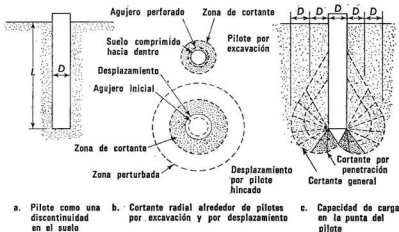


Fig. 10.6 Efecto producido en el suelo por un pilote durante la hinca. (Tomada de Meyerhof^{10:6} y Vesic^{10:7}).

La excavación altera el suelo cambiando la forma de distribución del esfuerzo; el suelo puede ser comprimido hacia adentro, figura 10.6b, desorganizándose la estructura de las arcillas y reduciéndose la compacidad de las arenas. Al forzar un pilote dentro del agujero o al colocar concreto fresco, puede que se fuerce parcialmente el suelo hacia afuera, originándose más alteración.

La hinca del pilote origina aún mayor alteración. La punta del pilote actúa como un pequeño cimient con un cono de suelo que se forma debajo de ella que perfora hacia abajo forzando al suelo hacia los lados en sucesivas fallas de capacidad de carga, figura 10.6c. Alrededor del pilote se forma una zona de alteración o suelo reamasado que tiene un ancho de D a $2D$. Si la hinca va acompañada por el chorro de agua o la preperforación de un pequeño agujero, la zona de alteración es menor. Dentro de la zona de alteración se reduce la resistencia de cohesión de las arcillas saturadas y de los suelos cementados. En la mayoría de los suelos no cohesivos se aumenta la compacidad y el ángulo de fricción in-

terna;^{10:36} sin embargo, en un suelo muy compacto pudiera haber una reducción en la compacidad en la zona inmediata al pilote, debido al esfuerzo cortante y a una ligera reducción local del ángulo de fricción interna.

El desplazamiento producido por la hincada de los pilotes tiene dos efectos. Primero, se produce un levantamiento del terreno en los suelos de arcilla saturada y en los no cohesivos compactos. El levantamiento del terreno algunas veces empuja lateralmente 30 o 60 cm los pilotes hincados previamente o levanta la superficie del terreno una cantidad equivalente al volumen de suelo desplazado. Segundo, se establece una fuerte presión lateral en el suelo. Los limitados datos disponibles indican que la presión lateral total, en arcilla saturada, puede ser tanto como dos veces la presión vertical total de la sobrecarga de tierra y en las arenas la presión lateral efectiva puede ser desde la mitad a cuatro veces el esfuerzo vertical efectivo.^{10:17} En las arcillas saturadas hay indicaciones indirectas de presiones aún mayores, como son el colapso de ataguías y el aplastamiento de pilotes de tubo abierto de paredes delgadas o de camisas de acero y el empuje que reciben las estructuras situadas cerca de los pilotes que se están hincando.

El aplastamiento de un pilote tubular, figura 10.7, ocurrió en un grupo de 36 pilotes espaciados a 0.90 m, hincados en una arcilla resistente. El desplazamiento producido por los pilotes hincados en arcilla, en una construcción, rompió los cimientos por superficie y levantó 7.5 cm un muro de un edificio contiguo.



Fig. 10.7 Aplastamiento de un pilote tubular sin rellenar, en un grupo grande de pilotes hincados en arcilla resistente.

En las arcillas saturadas el aumento de presión es, en su mayor parte, esfuerzo neutro, que con el tiempo se disipa en el suelo circundante, lo que hace que la presión lateral caiga hacia su valor original, algo menor que la presión de la sobrecarga de tierra. La reducción del esfuerzo neutro en la arcilla está acompañada por una recuperación de la resistencia, que en algunos casos excede finalmente la resistencia original del suelo no alterado.

La hincas de pilotes con martillo produce choque y vibración que se transmite, a través del terreno, a las estructuras contiguas. Esto puede molestar a los ocupantes y cuando es muy intenso causa daños físicos. Si el suelo es arena muy suelta, fina y saturada, las vibraciones pueden causar una licuefacción temporal de la misma, con la correspondiente pérdida de capacidad de carga, produciéndose graves daños; aunque esto raramente ocurre. Es más común que las vibraciones produzcan, en depósitos de arena suelta, un hundimiento de la superficie del terreno, a pesar del desplazamiento producido por los pilotes. El hundimiento se puede extender tanto como hasta 30 m de la estructura, según la longitud de los pilotes y la intensidad de la hincas. Esto causa asentamientos y daños en los edificios cercanos.

Transferencia de la carga del pilote. El pilote transfiere la carga al suelo de dos maneras, como se indica en la figura 10.8.^{10:8, 10:9} Primero, por la punta, en compresión, que se llama *resistencia por la punta*, y segundo, por esfuerzo cortante a lo largo de su superficie lateral, llamado comúnmente *fricción lateral* (aunque una verdadera fricción no se desarrolla en todos los casos). Los pilotes hincados a través de estratos débiles hasta que su punta descansa en un estrato duro, transfieren la mayor parte de su carga por la punta y algunas veces se les llama *pilotes resistentes por la punta*. En suelos homogéneos los pilotes transfieren la mayor

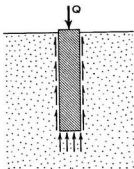


Fig. 10.8 Traspaso de la carga del pilote al suelo por la resistencia en la punta y por fricción lateral.

parte de su carga por fricción lateral y se les llama *pilotes de fricción* o *pilotes flotantes*; sin embargo, la mayoría de los pilotes desarrollan ambas resistencias.

Campo de esfuerzos alrededor del pilote. La zona de esfuerzo inicial alrededor de un pilote que se coloque perforando el suelo o por medio de chiflón de agua, está probablemente muy cerca del estado de reposo; lo cual depende de la reducción del esfuerzo que acompañe a la compresión del suelo hacia el agujero y del aumento del mismo producido por el desplazamiento del suelo al colocarse el pilote.

Al cargarse al pilote el campo de esfuerzos cambia, porque la carga del pilote se transfiere al suelo.

El análisis de los esfuerzos producidos por una carga vertical que se ha introducido por debajo de la superficie de un sólido elástico, isótropo y semiinfinito, fue desarrollado por Mindlin, figura 10.9.^{10:10} Es análogo al análisis de Boussinesq para cargas en la superficie. El incremento de esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_z$, producido por una carga Q a la profundidad L , que es la longitud del pilote, está dado por la expresión:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{L^2} I_p, \quad (10:1a)$$

$$I_p = f(z/L; x/L). \quad (10:1b)$$

En la figura 10.9 se muestran las curvas de igual esfuerzo vertical en términos de I_p para profundidades unitarias de $z/L = m$ y la carga Q . La mitad derecha muestra los esfuerzos verticales a un radio $n = x/L$ y $m = z/L$, para la resistencia por la punta solamente a la profundidad L ; la mitad izquierda muestra el esfuerzo vertical para una distribución uniforme de Q por fricción lateral a lo largo de la longitud del pilote; figura 10.8. El esfuerzo vertical calculado por el análisis de Boussinesq suponiendo que el pilote resistente por la punta está en la superficie de una masa elástica, se indica, a manera de comparación, por una línea de puntos en la mitad derecha del diagrama. Esto demuestra que el aumento de esfuerzo debido a la resistencia por la punta dentro de la masa elástica cerca de la punta del pilote es, aproximadamente, la mitad de la hallada por el análisis de Boussinesq para cargas en la superficie.

Por arriba de la punta del pilote, dentro de una zona cilíndrica cuyo radio es alrededor de la mitad de la longitud del pilote, la resistencia por la punta produce un incremento de esfuerzo negativo, $\Delta\sigma_z$, o una reducción del esfuerzo vertical en la masa. Los esfuerzos radiales (en dirección lateral) son análogamente influidos por el esfuerzo vertical transferido al suelo por el pilote. Por arriba del punto de carga el esfuerzo radial se reduce y por debajo se aumenta.

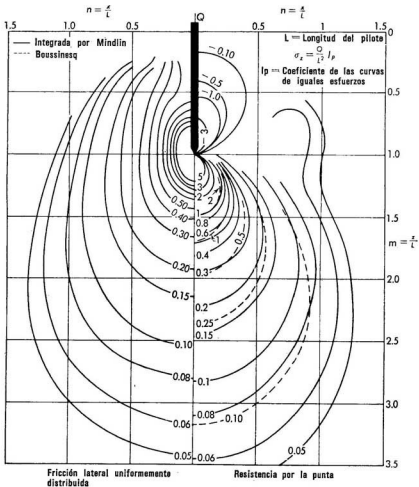


Fig. 10.9 Curvas isobáricas alrededor y por debajo de la punta de un pilote en un sólido semiinfinito homogéneo y elástico; análisis de Mindlin. [Según O. Grillo^{10:10}].

El efecto combinado de la resistencia por la punta y la fricción lateral en la zona de esfuerzo, depende de sus magnitudes relativas como también de la distribución de la fricción lateral a lo largo del pilote.

Se puede estimar el esfuerzo vertical producido por un pilote, cuya carga está por debajo de la falla, usando la figura 10.10b. Del limitado número de observaciones que se han hecho de pilotes en materiales homo-

généos se deduce que, para longitudes de pilotes que excedan de 20 diámetros, la resistencia por la punta está entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{3}$ de la total; para pilotes más cortos la parte de la resistencia total que toma la punta aumenta en proporción a la relación D/L . Si el suelo o la roca en la punta del pilote es más rígido que a lo largo del fuste, la resistencia por la punta será mayor. A medida que la carga se acerca a la de falla la proporción de la carga que se transfiere a la punta depende de la resistencia máxima o límite a fuerza cortante del suelo en la punta, comparada con la resistencia límite a esfuerzo cortante en fricción lateral.

Esfuerzos en la zona adyacente al pilote. El esfuerzo vertical σ_{zp} , en la zona inmediatamente adyacente a un pilote con perforación previa y descargado es γz , figura 10.10.

A medida que se aumenta la carga en el pilote, hay una reducción en el esfuerzo vertical inmediatamente adyacente en la parte inferior del pilote debido a que la carga es transferida a la punta, como puede verse por la zona de tracción de la figura 10.9. Aunque esto puede ser parcialmente compensado por el aumento en el esfuerzo vertical causado por la transferencia de carga por fricción lateral en la parte superior, el efecto neto en pilotes largos y esbeltos será una reducción de esfuerzo. Además, el hundimiento de la masa de suelo alrededor del pilote produce una reducción del esfuerzo vertical similar al que se produce en una zanja que

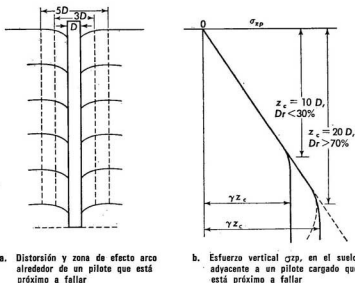


Fig. 10.10 Esfuerzo vertical adyacente a un pilote cargado. [Tomado de Vesic^{10:7}].

se ha rellenado, figura 8.27. Como resultado de esto, el esfuerzo vertical adyacente a un pilote cargado es menor que γz , por debajo de una profundidad crítica z_c , figura 10.10b. Por debajo de la profundidad z_c el esfuerzo vertical inmediatamente adyacente a un pilote por perforación o hincado con chorro de agua, depende de la carga del pilote. En la falla, los ensayos indican que es aproximadamente igual a γz_c ; con cargas más pequeñas es algo más alto. En pilotes hincados (los cuales ya han sufrido "fallas" sucesivas durante la hinca) la presión lateral por debajo de z_c está aparentemente muy cerca de γz , cualquiera que sea la carga. Los ensayos a gran escala en suelos hechos por Vesic^{10:17} en el Instituto Tecnológico de Georgia y por Kerisel^{10:11} en Francia, indican que la profundidad crítica z_c es función de la compacidad relativa. Para $D_r < 30\%$, $z_c = 10D$ para $D_r > 70\%$, $z_c = 30D$; para compacidades intermedias z_c es aproximadamente proporcional a la compacidad relativa.

La presión lateral del suelo contra la superficie del pilote se puede expresar por la ecuación:

$$\sigma'_h = K_s \bar{\sigma}_{zp} \quad (10:2)$$

El coeficiente de la presión de la tierra, K_s , depende del desplazamiento del pilote y de la compacidad o compresibilidad del suelo.

TABLA 10:2 COEFICIENTE DE LA PRESIÓN LATERAL DE LA TIERRA ADYACENTE AL PILOTE EN LA FALLA, EN SUELOS NO COHESIVOS

Suelo	Condición del desplazamiento	K_s
Arena suelta	Pilote instalado con chiflón	0.5 a 0.75
	Pilote instalado con perforación previa	0.75 a 1.5
	Pilote hincado	2 a 3
Arena compacta	Pilote instalado con chiflón	0.5 a 1
	Pilote instalado con perforación previa	1 a 2
	Pilote hincado	3 a 5

Para los pilotes colocados con chiflón de agua o con perforación previa el valor de K_s aumenta con la carga; el valor máximo se produce en la falla.

Análisis estático de la capacidad de carga de un pilote. La máxima capacidad de carga de un pilote o pilar es la suma de la resistencia por la punta y por la fricción lateral en el instante de la carga máxima:

$$Q_0 = Q_{BB} + Q_{SF} \quad (10:3)$$

Los valores máximos de Q_{BB} y Q_{SF} se pueden analizar separadamente. Ambos están basados en el estado de los esfuerzos alrededor del pilote (o

de cualquier cimentación profunda) y en la forma de distribución del esfuerzo cortante que se desarrolla al fallar.

En el pilote resistente por la punta, ésta se asemeja a una cimentación por superficie enterrada profundamente. Cuando se carga el pilote se forma un cono de suelo no alterado que se adhiere a la punta. Como la punta va penetrando más profundamente conforme aumenta la carga, el cono fuerza el suelo hacia los lados cortando la masa a lo largo de una superficie curva, figura 10.6c. Si el suelo es blando, compresible o tiene un módulo de elasticidad bajo, la masa situada más allá de la zona de esfuerzo cortante se comprime o deforma, permitiendo que el cono penetre más. Esta es una forma de esfuerzo cortante local similar al descrito para las cimentaciones poco profundas, capítulo 9. Si el suelo o la roca son muy rígidos, la zona de esfuerzo cortante se extiende hasta que el desplazamiento total permita al cono perforar el suelo hacia abajo. Se han propuesto varias formas para la zona de esfuerzo cortante para evaluar la resistencia en la punta. Igual que los resultados de los análisis de las cimentaciones poco profundas, éstos se pueden expresar en la forma general siguiente:

$$q_0 = \frac{B\gamma}{2} N_\gamma + cN_c + q'N_q \quad (9:3)$$

Para los pilotes en que B es pequeño, frecuentemente se omite el primer término:

$$q_0 = cN_c + q'N_q \quad (10:4)$$

Aunque se han deducido muchos factores diferentes de capacidad de carga para cimentaciones profundas, la variación de los que han sido verificados con alguna extensión, por ensayos en pilotes de tamaño natural, se representa en la figura 10.11. Las curvas inferiores son los factores de Meyerhof para cimentaciones poco profundas, corregidas para la forma circular o cuadrada. Las curvas superiores son para la falla general de esfuerzo cortante, adaptadas de las de Meyerhof^{10:6} y se requiere el desarrollo completo de la zona de esfuerzo cortante, lo que solamente puede ocurrir en un sólido rígido-plástico o en una arena compacta. Las curvas intermedias son adaptadas de los trabajos de Berezantzev; en arena estas curvas se ajustan a los resultados de los ensayos en modelos a escala grande y a tamaño natural en pilotes hincados.^{10:12}

Es difícil precisar cuál es el factor de capacidad de carga correcto que debe usarse en cada caso. Los factores para cimentaciones poco profundas se aplican a los pilotes resistentes por la punta o a los pilares, cuando descansan en estratos duros y sobre los cuales se encuentran formaciones débiles. También se aplican a los pilotes embebidos en arcillas blandas y arenas sueltas. Los factores más altos se aplican solamente a las arcillas

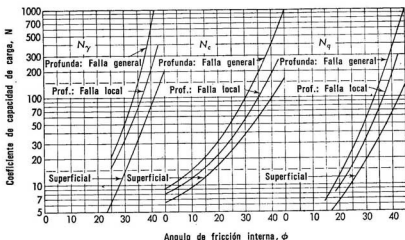


Fig. 10.11 Factores de capacidad de carga para cimentaciones cuadradas o circulares de poca profundidad y profundas. [Tomados de Meyerhof^{10:6} y Berezantsev^{10:12}].

más duras y a las arenas muy compactas, en las cuales la punta del pilote quede embebida a una profundidad de $10D$. Los factores para condiciones intermedias entre estos límites, se pueden hallar por interpolación, pero con cautela. Los ensayos han demostrado, en muchos casos reales, que las curvas intermedias son aplicables.

Si los pilotes son hincados en el suelo, el ángulo de fricción que debe usarse es el que se obtiene después de la hinca. Según Meyerhof,^{10:6} en las arenas se produce un aumento de 2 a 5 grados sobre el valor obtenido antes de la hinca. Si la colocación del pilote se hace con chiflón de agua o con perforación previa, el ángulo no cambia prácticamente.

El valor apropiado de q' al nivel de la cimentación, depende de la longitud del pilote.

$$q' = \gamma z \text{ si } z < z_c \quad (10:5a)$$

$$q' = \gamma z_c \text{ si } z > z_c. \quad (10:5b)$$

La fricción lateral que actúa a lo largo del fuste del pilote es igual a la suma de la fricción más la adherencia en la superficie del pilote o a la resistencia al esfuerzo cortante del suelo inmediatamente adyacente al pilote, cualquiera que sea menor. Si f es la fricción lateral,

$$f = \begin{cases} c' + \sigma'_h \tan \varphi' \\ c_a + \sigma'_h \tan \delta, \end{cases} \quad (10:6a)$$

donde c_a es la adherencia y δ el ángulo de rozamiento entre el suelo y la superficie del pilote.

Los valores de c_a y de $\tan \delta$ se pueden determinar por una prueba directa de esfuerzo cortante, substituyendo una mitad de la caja del aparato para el ensayo por el material de la superficie del pilote. Los ensayos hechos con pilotes de tamaño natural indican los siguientes valores de c_a con relación a los de c en arcillas saturadas, obtenidos en pruebas de esfuerzo cortante sin drenaje:

$$c_a = 0.9c \quad c < 0.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (10:6b)$$

$$c_a = 0.9 + 0.6(0.49c - 1) \quad c > 0.5 \text{ kg/cm}^2 \quad (10:6c)$$

En estas expresiones c y c_a están en kg/cm^2 . La más baja proporción en el aumento de c_a en suelos en los cuales $c > 0.5 \text{ kg/cm}^2$, parece ser debido a un pequeño vacío que se forma alrededor del pilote durante la hinca y posiblemente a los esfuerzos de tracción que se producen alrededor del extremo superior del fuste del pilote durante la carga. Hay alguna evidencia de que c_a aumenta lentamente con el tiempo hasta llegar a igualarse a c .

En la tabla 10:3 se dan valores típicos de $\tan \delta$ basados en los resultados de un número limitado de ensayos.

TABLA 10:3 COEFICIENTES DE FRICCIÓN ENTRE SUELOS NO COHESIVOS Y PILOTES U OTRAS ESTRUCTURAS SIMILARES

Material	Coeficiente de fricción $\tan \delta$	
Madera	0.4	22°
Concreto rugoso, moldeado contra el suelo	$\tan \phi$	ϕ
Concreto liso, colado en encofrados	0.3-0.4	17
Acero limpio	0.2	11
Acero herrumbroso	0.4	22
Metal corrugado	$\tan \phi$	ϕ

El esfuerzo efectivo lateral se calcula por las ecuaciones (10:3a) y (b) usando los coeficientes estimados de la tabla 10:2.

Se han hecho correlaciones empíricas entre la resistencia por la punta y fricción lateral de pilotes en suelos no cohesivos y la resistencia a penetración medida durante las exploraciones en el lugar. La resistencia por la punta determinada por el ensayo con el cono estático holandés, figura 6.7, en arenas no cohesivas es, aproximadamente, igual a la resistencia por la punta de un pilote colocado en el mismo material. La fricción lateral en los pilotes de acero y de hormigón es aproximadamente, el doble de la determinada por el cono de fricción, para pilotes con $L/D > 20$.

Cuando se hace la prueba estándar de penetración, N , Meyerhof^{10:13} sugiere lo siguiente:

$$q_0 = 4N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \quad (10:7a)$$

$$f_0 = 0.02N \text{ (en kg/cm}^2\text{)} \quad (10:7b)$$

Inmediatamente después de la hinca, la resistencia del suelo (y la adherencia) corresponden a la condición de reamasado. Después que un suelo de arcilla ha tenido la oportunidad de reconsolidarse y, en algunos casos, endurecerse tixotrópicamente, la adherencia y la resistencia del suelo inmediatamente adyacente al pilote aumentan y hasta pueden exceder la resistencia original del suelo. Los pilotes extraídos de suelo arcilloso, frecuentemente están cubiertos con una capa de suelo de varios centímetros de espesor que está adherida firmemente a la superficie del pilote.

La capacidad total de carga de un pilote es nominalmente, la suma de la resistencia por la punta que se ha movilizado y el producto de la fricción unitaria lateral movilizada por el área de la superficie lateral del pilote. Sin embargo, la carga máxima o de falla, Q_0 , no es necesariamente igual a la suma de la resistencia máxima por la punta y la fricción lateral máxima. Primero, porque puede que no se movilen simultáneamente las resistencias por la punta y por fricción lateral en las diferentes secciones del fuste del pilote. Considérese un pilote cuyo fuste esté en un suelo débil, no rígido, pero cuya punta descanse en un estrato rígido. Un movimiento relativamente pequeño del pilote, hacia abajo, sería suficiente para producir la falla por capacidad de carga, mientras que el mismo movimiento no sería lo suficientemente grande para producir la falla por fricción lateral; por consiguiente, sólo una parte de la fricción lateral se habría movilizado en el instante de la falla. La deflexión del fuste del pilote por efecto de la carga (que es máxima en la superficie del terreno, pero menor en la punta), la diferente rigidez de los distintos estratos en contacto con el pilote y la compresión del suelo debajo de la punta del pilote, también contribuyen a una movilización desigual de la resistencia por la punta y de la fricción lateral. El resultado final es que la verdadera capacidad de carga del pilote puede ser notablemente menor que la suma de los valores máximos. Esta diferencia se agrava en los suelos ultra susceptibles, donde la falla produce una pérdida de resistencia. Por estas razones la fricción lateral de los estratos débiles generalmente se desprecia en los cálculos.

El pilote hincado tiene, generalmente, una capacidad de carga máxima mayor que la del pilote colocado con excavación previa o con chiflón de agua, porque los valores máximos, tanto el de resistencia por la punta como el de fricción, se alcanzan durante la hinca.

Una segunda causa de la diferencia entre la capacidad de carga calculada y la real de los pilotes, proviene de la fricción negativa.^{10:14} Los esfuerzos que se desarrollan en el suelo por el pilote y por cualquier carga superficial, como el relleno, no soportada directamente por los pilotes, hace que el suelo se consolide. Si hay algún estrato muy compresible a algún nivel por arriba de la punta del pilote, la consolidación hará que el suelo de arriba se mueva hacia abajo con respecto al pilote. Estos estratos en vez de soportar el pilote, debido a su movimiento descendente, añaden carga al pilote. Esta fricción negativa ha sido tan grande en algunos casos, que ha producido la falla de la cimentación por pilotaje y debe por lo tanto, considerarse en el proyecto.

Ejemplo 10:1

Calcular la máxima capacidad de carga de un pilote de concreto armado de sección cuadrada de 35 cm de lado y 19.80 m de longitud, hincado en un grueso estrato de arcilla homogénea no sensible. La resistencia al esfuerzo cortante de la arcilla está dada por $s = c = 0.61 \text{ kg/cm}^2$ y el peso de la arcilla es $1,810 \text{ kg/m}^3$. La adherencia es igual a 0.9 de la cohesión. El nivel freático está al nivel de la superficie del terreno.

1. Resistencia por la punta (figura 10.1):

$$q_0 = 9 \times 0.61 + 19.8 (1810 - 1000) / 16000$$

$$= 5.49 + 1.61 = 7.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_0 = 7.10 \times 35 \times 35 = 8,700 \text{ kg}$$

2. Fricción lateral S :

$$S = 0.61 \times 35 \times 4 \times 1,980 \times 0.9 = 152,200 \text{ kg}$$

3. Resistencia máxima total:

$$Q_0 = 8,700 + 152,200 = 160,900 \text{ kg.}$$

Prueba de carga. El método más seguro para determinar la capacidad de carga de un pilote, para la mayoría de los lugares, es la prueba de carga. Los ensayos de carga se hacen para determinar la carga máxima de falla de un pilote o grupo de pilotes o para determinar si un pilote o grupo de pilotes es capaz de soportar una carga sin asentamiento excesivo o continuo.

La capacidad de carga en todos los pilotes, excepto los hincados hasta la roca, no alcanza su valor máximo hasta después de un período de reposo. Los resultados de los ensayos de carga no son una buena indicación del funcionamiento de los pilotes, a menos que se hagan después de un período de ajustes. En el caso de pilotes hincados en suelo permeable este

período es de dos o tres días, pero para pilotes rodeados total o parcialmente por limo o arcilla, puede ser de más de un mes.

Los ensayos de carga se pueden hacer construyendo una plataforma o cajón en la cabeza del pilote o grupo de pilotes (figura 10.12a), en la cual se coloca la carga, que puede ser arena, hierro, bloques de concreto o agua. Para hacer un ensayo más seguro y más fácilmente controlable, se usan, para aplicar la carga, gatos hidráulicos de gran capacidad cuidadosamente calibrados (figura 10.12b). La reacción del gato será tomada por una plataforma cargada o por una viga conectada a pilotes que trabajarán a tracción. Una ventaja adicional del uso de gatos es que la carga sobre el pilote se puede variar rápidamente a bajo costo. Los asentamientos se miden con un nivel de precisión o, preferiblemente, con un micrómetro montado en un soporte independiente.

Las cargas se aplican en incrementos que sean un quinto o un cuarto de la carga del pilote que se haya fijado para el proyecto, hasta que se produzca la falla o se alcance una carga igual a dos veces la fijada para el proyecto; la carga se reduce después a cero, por decrementos. Cada incremento de carga que se aplica se mantiene constante y se mide el asentamiento a intervalos regulares, hasta que su velocidad sea menor que 0.013 mm por hora. Posteriormente se dibuja la curva de asentamientos finales-carga, similar a la de la prueba de carga en placa.

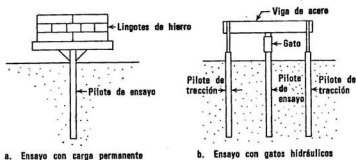


Fig. 10.12 Ensayo de carga en un pilote.

Se han propuesto muchos criterios diferentes para fijar la carga admisible o de trabajo, pero el mejor es el mismo que se emplea para cualquier otro tipo de cimentación: la carga con un factor de seguridad adecuado (1.5 a 2 cuando se ha hecho ensayo de carga) o la carga que produce el mayor asentamiento total permisible (como se describe en el capítulo 5), cualquiera que sea menor.

Asentamiento de un solo pilote. El asentamiento de un pilote aislado proviene del acortamiento elástico del fuste del pilote y, en parte, de la distorsión del suelo alrededor del pilote. Como mejor se determinan estos efectos es por el ensayo de carga. El asentamiento se puede determinar por un análisis estático de la resistencia del pilote, calculando el acortamiento elástico de cada sección del fuste del pilote, teniendo en cuenta la porción de la carga total que queda en esa sección.

El mayor asentamiento en todos los pilotes, excepto los que se apoyan en roca, proviene de la consolidación del suelo subyacente por los esfuerzos que desarrolla el grupo de pilotes. Esto se estudia en la sección 6:4.

Pilotes en tracción. Los pilotes en tracción se pueden analizar por el método estático (sin considerar la resistencia por la punta) o por pruebas de carga en tracción. La resistencia a tracción de los pilotes con ensanchamiento en la punta se puede determinar mejor por ensayos de carga.

10:4 ANALISIS DINAMICO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL PILOTE

Como la hincas de un pilote produce fallas sucesivas de capacidad de carga del pilote, sería posible, teóricamente, establecer alguna relación entre la capacidad de carga del pilote y la resistencia que ofrece a la hincas con un martillo. Este *análisis dinámico* de capacidad de carga del pilote, que a menudo da lugar a *fórmulas de hincas*, se ha usado por más de una centuria. En algunos casos estas fórmulas han permitido predecir con exactitud la capacidad de carga del pilote, pero en otros no y su uso indiscriminado ha traído como consecuencia, unas veces, la seguridad excesiva y, otras, el fracaso.

La carga que recibe el pilote y la "falla" producida por la hincas con martillo, ocurren en una pequeña fracción de segundo, mientras que en la estructura la carga se aplica en un lapso que varía de horas a años. Una relación fija entre la capacidad de carga de un pilote obtenido dinámicamente y la obtenida a largo plazo, sólo puede existir en un suelo en el que la resistencia a esfuerzo cortante sea independiente de la velocidad de aplicación de la carga. Esto es aproximadamente cierto en un suelo no cohesivo seco y en suelos no cohesivos húmedos de compacidad intermedia o de granos tan gruesos, que el esfuerzo cortante no produzca un esfuerzo neutro apreciable. En las arcillas y en los suelos no cohesivos, ya sean muy sueltos o compactos, de granos finos y saturados, la resistencia depende de la velocidad con que se desarrolla el esfuerzo cortante; en estos suelos el análisis dinámico puede no tener validez.

Análisis por onda. El proceso dinámico de la hincas del pilote es análogo al del choque de una masa concentrada contra una varilla elás-

tica. La varilla está parcialmente impedida de movimientos a lo largo de su superficie por la fricción lateral y, en la punta, por la resistencia por la punta. Este sistema se puede asemejar a un modelo de pequeñas masas elásticas, figura 10.13a.^{10:16} La masa del pilote, distribuida a lo largo del mismo, se representa por una serie de pequeñas masas concentradas, W , unidas entre sí por resortes que simulan la resistencia longitudinal del pilote. La resistencia por fricción lateral se puede representar por un modelo reológico de superficie restringida que incluye el rozamiento, la deformación elástica y la amortiguación.

Quando el martillo golpea el sombrerete del pilote se genera una fuerza R_e que acelera el sombrerete (W_e) y lo comprime. El sombrerete transfiere una fuerza, R_0 , al segmento de la cabeza del pilote, W_1 y lo acelera un instante después de la aceleración de W_e . La fuerza de compresión que se ejerce en la cabeza del pilote R_1 produce aceleración en el segmento siguiente del pilote, W_2 , produciéndose una onda de compresión que se mueve hacia la punta del pilote. La fuerza vertical en cualquier instante, t , es equivalente a la compresión del resorte. Diagramas de fuerza a lo largo del pilote para intervalos sucesivos, t_1, t_2, \dots , se muestran en la figura 10.13b. La onda de fuerza, cuando se mueve hacia abajo, es parcialmente disipada en vencer la fricción y la fuerza que queda cuando

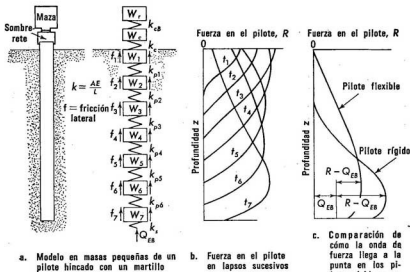


Fig. 10.13 Análisis por onda de un pilote hincado.

la onda llega al extremo del pilote vence la resistencia por la punta. Para que el pilote penetre más profundamente es necesario que la fuerza en la onda sea mayor que las sumas acumuladas de la máxima resistencia por fricción lateral y la máxima resistencia por la punta; si no es así, se dice que el pilote ha alcanzado el rechazo.

La forma de la onda de fuerza depende de la rigidez del pilote. En un pilote rígido (resortes fuertes) la forma de la onda es puntiaguda, con un pico más alto que el de un pilote flexible. La fuerza que vence la resistencia por la punta, $R-E_{PB}$, es mayor para el pilote rígido, figura 10.13c. La fuerza pico o máxima es también una función de la energía del martillo y de su eficiencia; el de mayor energía produce la fuerza mayor. La fuerza dividida por el área transversal del pilote es igual al esfuerzo que se produce en el pilote durante la hinca y si el esfuerzo máximo producido excede la resistencia del pilote, éste se daña y entonces se dice que el pilote ha sido hincado excesivamente, o que ha sido *sobrehincado*.

Aunque el análisis por onda de la hinca del pilote da una visión clara del mecanismo del proceso de hinca, su utilidad es limitada para evaluar la capacidad de carga del pilote. La disipación de energía por fricción lateral y su equivalencia a la constante del resorte y la resistencia por la punta, son difíciles de evaluar bajo las condiciones de la obra y prácticamente imposibles de pronosticar. Los cálculos se hacen fácilmente con una computadora digital, pues a mano es muy tedioso. Este análisis se usa generalmente para diagnosticar las causas de un comportamiento anormal de hinca o como guía para seleccionar el equipo o pilote más eficiente.

Métodos aproximados. Los métodos aproximados de análisis dinámico, las llamadas *fórmulas de hinca*, se han usado por más de una centuria y todavía se usan para predecir la máxima capacidad de carga de un pilote, basándose en simples observaciones de la resistencia a la hinca.

Todos los análisis dinámicos están basados en la transferencia al pilote y al suelo de la energía cinética de la maza al caer. Esta realiza un trabajo útil forzando al pilote a introducirse en el suelo venciendo su resistencia dinámica. La energía se gasta en el rozamiento mecánico del martillo, en transferir la energía del martillo al pilote por el impacto y en la compresión temporal del pilote, del sombrerete (si lo hay) y del suelo. La relación básica será, por tanto:

$$(R_0 \times s) + \text{pérdidas} = W_r \times h \times (\text{eficiencia}) \quad (10:8)$$

en esta ecuación R_0 es la resistencia del pilote a la hinca; s es la distancia que el pilote recorre dentro del terreno por un golpe de martillo (la penetración); W_r es el peso de la maza y h la altura de caída de la maza. Esta ecuación se resuelve para R_0 que se supone es igual a la capacidad del pilote para soportar la carga, Q_0 .

La mayor incertidumbre en este enfoque del problema y la diferencia básica entre todas las fórmulas dinámicas, estriba en cómo calcular las pérdidas de energía y la eficiencia mecánica del proceso. La fórmula más completa es la de Hiley, como la describe Chellis.^{10:17} La eficiencia mecánica del martillo se representa por e , que es un coeficiente que varía de 0.75, para los martillos de maza libre que se operan con un torno o para la mayoría de los martillos de vapor que no son nuevos, a 0.9 para martillos de doble efecto, nuevos y es más alto para los martillos hidráulicos. La energía disponible en el martillo después del impacto se puede calcular aproximadamente por el método de impulso y *momentum*. Este método considera el coeficiente de restitución n , que varía de 0.9 para aluminio-plástico laminado, a 0.25 para un martillo que golpee sobre la cabeza de un pilote de madera o un bloque de madera de un sombrerete; además comprende el peso del martillo W_r y el peso del pilote W_p . La energía disponible después del impacto es igual a la energía del martillo multiplicada por

$$\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p}.$$

Esto indica que a medida que aumenta el peso del pilote con respecto al peso de la maza, la inercia relativa aumenta y hay menos energía disponible para el trabajo útil. Esto no es estrictamente válido para pilotes largos, porque el pilote se mueve como onda que como un cuerpo rígido.

La pérdida de energía por la compresión elástica del pilote, el sombrerete y el suelo, se puede estimar aproximadamente, suponiendo un aumento lineal en el esfuerzo que se produce, desde cero a R_0 mientras se produce la compresión. La pérdida de energía será por tanto:

$$\frac{R_0 c_1}{2} + \frac{R_0 c_2}{2} + \frac{R_0 c_3}{2},$$

siendo c_1 , c_2 y c_3 , respectivamente, la compresión elástica temporal del sombrerete, del pilote y del suelo. El valor de $c_2 + c_3$ es el rebote del pilote con cada golpe del martillo (figura 10.5) y se puede medir fácilmente, como se describió con anterioridad. El valor de c_1 se puede estimar por el valor de R_0 y por la forma y material del sombrerete. El balance de la energía resultante y la fórmula dinámica son:

$$\overbrace{R_0 e + R_0 \left(\frac{c_1}{2} + \frac{c_2}{2} + \frac{c_3}{2} \right)}^{\text{Trabajo realizado en la hincada del pilote}} = \overbrace{W_r h e \left(\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \right)}^{\text{Energía disponible en el pilote}}; \quad (10:9a)$$

$$Q_0 = R_0 = \frac{W_r h e}{s + \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3)} \left(\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \right). \quad (10:9b)$$

NOTA: La fórmula es dimensionalmente homogénea, h y s deben estar expresados en la misma unidad.

Para los martillos de doble efecto la energía E dada para un martillo determinado, substituirá en la fórmula a $W_r h$, usando para E la misma unidad de longitud que para s .

Se han publicado tablas de las constantes para usar en la fórmula de Hiley.^{10:17} Aunque los valores de e , n y W_p (para pilotes largos) deben ser estimados, lo cual requiere gran experiencia, el método es razonablemente exacto para pilotes hincados en suelos no cohesivos. Se usa generalmente un factor de seguridad de 2 a 2.5 para obtener la carga admisible.

La fórmula de Hiley es excesivamente conservadora para pilotes largos y para pilotes muy rígidos, porque solamente una parte del peso total del pilote es acelerado cada vez, como se demuestra por el análisis por onda. Se acercaría más a la realidad, si la masa en movimiento, W_p , fuera el peso del sombrerete más el peso de la parte más alta del pilote. La longitud adecuada depende de la rigidez del pilote y el peso por unidad de longitud: para pesados mandriles o núcleos de acero y pilotes prefabricados de concreto, ésta es de 9 a 15 m.

Fórmula Engineering News. La fórmula 10:9b se puede simplificar substituyendo por constantes arbitrarias los diferentes factores de la ecuación. La fórmula *Engineering News* se dedujo de observaciones hechas durante la hincada de pilotes de madera en arena, usando un martillo de maza de caída libre. El valor de $c_1 + c_2 + c_3$ se supuso igual a 2 pulgadas (5 cm) y la eficiencia del martillo y el factor de impactos iguales a 1. El resultado es el siguiente:

$$R_0 = \frac{W_r h}{s + 1} \quad (10:10a)$$

Se introdujo un factor de seguridad de 6 para compensar cualquier inexactitud proveniente del uso de constantes arbitrarias. Como la altura de caída de la maza se mide generalmente en pies y s en pulgadas, para hacer homogénea la fórmula se multiplica el numerador por 12; quedando la fórmula reducida a su forma corriente:

$$R_s = \frac{1}{6} R_0 = \frac{W_r (h' \times 12)}{6(s + 1)},$$

$$R_s = \frac{2W_r h'}{s + 1} \quad (10:10b)$$

En esta expresión h' es la altura de caída del martillo medida en pies y s la penetración medida en pulgadas. R_s es la carga admisible en el pilote, con su factor de seguridad. Esta fórmula fue modificada posteriormente

para usarla con martillos de vapor, substituyendo 2 pulgadas por 0.2 pulgadas para la compresión temporal, quedando en la forma siguiente:

$$R_s = \frac{2W_r h'}{s + 0.1} \quad (10:10c)$$

Numerosos ensayos de carga de pilotes demuestran que el verdadero factor de seguridad de la fórmula *Engineering News* es alrededor de 2 en vez de 6 y que ese factor de seguridad puede ser tan bajo como $\frac{2}{3}$ y tan alto como 20. Para pilotes de madera hincados con martillo de maza de caída libre y para pilotes cortos con cargas ligeras, hincados con martillos de vapor, las fórmulas *Engineering News* indican burdamente la capacidad de carga del pilote; pero para otras condiciones los resultados pueden ser muy falsos.

10:5 GRUPOS DE PILOTES

Como corrientemente debajo de las cimentaciones los pilotes se colocan en grupo, relativamente con poca separación entre ellos, es necesario considerar la acción del grupo de pilotes. Esto es esencialmente importante cuando se usan pilotes de pura "fricción" y cuando los suelos subyacentes al estrato resistente, en que descansan las puntas de los pilotes resistentes por la punta, son más compresibles.

Capacidad de carga del grupo de pilotes. La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula suponiendo que el grupo de pilotes forma una cimentación gigantesca, cuya base está al nivel de las puntas de los pilotes y cuyo ancho y largo son el ancho y largo del grupo de pilotes (figura 10:14a).^{10:18} La capacidad del grupo es la suma de la capacidad de carga de la base de la "cimentación", más la resistencia a esfuerzo cortante a lo largo de las caras verticales del grupo que forma la "cimentación".

La capacidad de carga del grupo de pilotes se calcula usando la fórmula general de capacidad de carga (9:3). Se usan los factores para cimentación profunda cuando la longitud del pilote es por lo menos diez veces el ancho del grupo y cuando el suelo es homogéneo; en todos los otros casos, se usan los factores para cimentaciones poco profundas. El esfuerzo cortante alrededor del perímetro del grupo de pilotes, es igual a la resistencia del suelo, determinada sin tener en cuenta ningún aumento de presión lateral debido al desplazamiento producido por el pilote, multiplicada por el área de la superficie lateral del grupo. Aunque los ensayos en modelos indican que la verdadera capacidad del grupo es siempre ligeramente menor que la calculada, la diferencia está ampliamente comprendida dentro del factor de seguridad de 2.

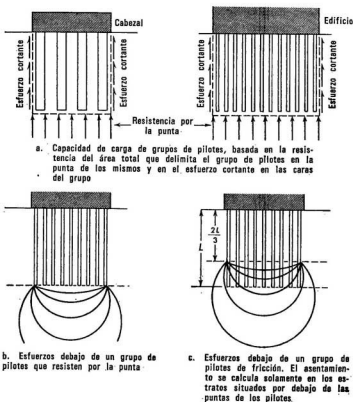


Fig. 10.14 Método aproximado para analizar la capacidad de carga y el asiento de un grupo de pilotes, suponiendo que el grupo actúa como una sola cimentación.

Eficiencia del grupo de pilotes. La eficiencia del grupo de pilotes e_g es la relación entre la capacidad del grupo Q_g , y la suma de las capacidades del número de pilotes, n , que integran el grupo:

$$e_g = \frac{Q_g}{n Q_0} \quad (10.11)$$

Aunque se han deducido muchas fórmulas empíricas para determinar la eficiencia del grupo de pilotes, ninguna ha demostrado ser verdaderamente válida. En vez de eso, la eficiencia se debiera evaluar por la capacidad del grupo, usando la definición de la ecuación (10.11). La capacidad del grupo aumenta con la separación entre pilotes, mientras que la capacidad individual del pilote, en arcilla, no aumenta. Si se traza la curva de la eficiencia teórica contra el espaciamiento, figura 10.15a, se verá

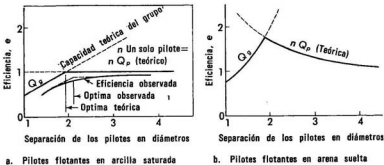


Fig. 10.15 Eficiencia de los grupos de pilotes largos, de fricción.

que la capacidad del grupo es igual a la suma de las capacidades individuales para el espaciamiento óptimo y una eficiencia de 1. El espaciamiento óptimo, S_0 , para pilotes largos en arcilla y la eficiencia del grupo para el espaciamiento óptimo están dados por las siguientes fórmulas:^{10:18}

$$S_0 = 1.1 + 0.4n^{0.4}, \quad (10:12a)$$

$$e = 0.5 + \frac{0.4}{(n - 0.9)^{0.1}}. \quad (10:12b)$$

La distancia centro a centro de los pilotes, S_0 , típica, es de 2 a 3 diámetros. Los ensayos de modelos en arcilla indican que la verdadera eficiencia con el espaciamiento óptimo es algo menor que 1 (0.84 a 0.90) y que aumenta lentamente a mayores espaciamientos. Como al proyectar se usa corrientemente un factor de seguridad de 2, el error que se comete al considerar que la eficiencia real es 1 con el espaciamiento óptimo, no tiene consecuencias graves.

Para los pilotes en suelos no cohesivos la capacidad del pilote individual aumenta al reducirse el espaciamiento, debido al aumento de resistencia del suelo por la compactación.^{10:19} El espaciamiento óptimo, figura 10.15b, es muy pequeño y tiene una eficiencia mayor que 1 pero no se pueden hincar los pilotes tan próximos unos de otros. El espaciamiento usual es de 2.5 a 4 diámetros centro a centro.

Asentamiento del grupo de pilotes. El asentamiento de un grupo de pilotes se produce por la consolidación de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes. Este asentamiento excederá al de un pilote aislado que soporte la misma carga que cada uno de los del grupo, a menos que los pilotes se apoyen en roca o en un estrato grueso de suelo incompresible. El asentamiento del grupo se puede calcular suponiendo también que el grupo representa una cimentación gigantesca. Cuando los

pilotes son de resistencia por la punta, la base del cimientto imaginario se supone que está al nivel de las puntas de los pilotes, como se muestra en la figura 10.14b y los esfuerzos se calculan sobre esa base. Cuando los pilotes se sustentan por fricción, los esfuerzos por debajo del cimientto se calculan suponiendo que la carga del grupo entero se introduce en el suelo a una profundidad que varía entre la mitad y las dos terceras partes de la longitud de los pilotes. La carga se distribuye a este nivel en el área total que ocupa el grupo de pilotes. El asentamiento de los estratos de suelo situados debajo de las puntas de los pilotes se calcula partiendo de estos esfuerzos. Estos cálculos son aproximados en el mejor de los casos y suelen dar asentamientos mayores que los observados; sin embargo pueden indicar cuándo es probable que se presenten dificultades debidas a este problema.

La distribución exacta de los esfuerzos para una carga que tenga un ancho apreciable, aplicada muy por debajo de la superficie de un sólido elástico, no ha sido resuelta todavía. Se pueden calcular los esfuerzos, aproximadamente, por los análisis de Boussinesq o Westergaard para cargas superficiales, figura 9.11-9.14, reduciéndolos después. La base para la reducción es el análisis de Mindlin, que demuestra que los esfuerzos debidos a la carga en un punto situado profundamente por debajo de la superficie son, aproximadamente, la mitad de los hallados por el análisis de Boussinesq.

Ejemplo 10:2

Calcular los esfuerzos en el suelo producidos por un grupo de pilotes de fricción de 18.30 m de longitud, en un punto situado a 3.00 m por debajo de la punta de los pilotes. Las dimensiones exteriores del grupo son 1.80 por 1.80 m y la carga total del grupo es 227 t.

1. La carga del grupo de 227 t se supone que actúa a una profundidad de $\frac{2}{3} \times 18.30 = 12.20$ m. El área en que actúa es $1.80 \times 1.80 = 3.24 \text{ m}^2$.
2. La profundidad a la cual se deben hallar los esfuerzos es $3.00 + 6.10 = 9.10$ m por debajo del punto donde se supone aplicada la carga de 227 t; esto es igual a $9.10/1.80 = 5$ veces el ancho del grupo, o 5B.
3. De la figura 9.12, carga superficial en una masa de estratos delgados, el esfuerzo a la profundidad 5B directamente debajo del área cargada es 0.014 q.
4. El esfuerzo debido a los pilotes, calculado por el gráfico aplicable a cargas superficiales es:

$$\frac{227}{3.24} = 0.98 \text{ t/m}^2.$$

5. El verdadero aumento del esfuerzo está probablemente entre 0.49 y 0.98 o 0.74 t/m² aproximadamente.

10:6 CARGAS LATERALES

Pilotes verticales. Un pilote vertical cargado lateralmente se flexa como una viga en voladizo parcialmente empotrada, figura 10.6. Si las cargas son pequeñas, la resistencia del suelo es bastante elástica. Esto se puede representar aproximadamente, suponiendo que el suelo reacciona como una serie de resortes horizontales, cuya rigidez se puede expresar como un módulo de reacción k (capítulo 5). La ecuación diferencial de

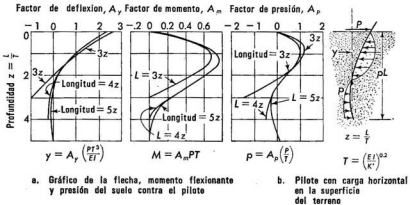


Fig. 10.16 Funcionamiento de un pilote vertical cargado lateralmente. [Según Reese y Matlock^{10:20}].

la flexión de la viga se puede resolver para flechas y momentos, así como la presión del suelo, por aproximaciones sucesivas o por aproximación de elementos finitos. Tales soluciones se encuentran en forma gráfica dimensional para supuestas variaciones de k . Las curvas de la figura 10.16 desarrolladas por Reese y Matlock,^{10:20} dan los valores de las flechas, momentos flexionantes y presiones del suelo para un pilote de rigidez constante y para k aumentando linealmente con la profundidad: $k = k'z$. La mejor manera de determinar los valores de k o k' de la formación del suelo, es por un ensayo de carga de un pilote de tamaño natural. Valores típicos se dan en la tabla 10:4.

TABLA 10:4 MODULOS DE REACCION PARA PILOTES CARGADOS LATERALMENTE

Suelo		k'
Arcilla blanda	0.0277-0.1385	kg/cm ² por cm (1-5 lb/plg ² por plg)
Arcilla resistente	0.277 -0.554	kg/cm ² por cm (10-20 lb/plg ² por plg)
Arena suelta	0.1385-0.277	kg/cm ² por cm (5-10 lb/plg ² por plg)
Arena compacta	0.6925-1.395	kg/cm ² por cm (25-501 lb/plg ² por plg)

Las curvas se expresan en términos de la rigidez relativa, T en cm:

$$T = \left(\frac{EI}{k'} \right)^{0.2} \quad (10:13a)$$

E e I se refieren a la sección transversal del pilote. La profundidad se expresa por el coeficiente adimensional Z .

$$Z = \frac{L}{T}. \quad (10:13b)$$

Si la carga lateral es suficientemente grande, la presión en el suelo excederá la resistencia del mismo y el pilote fallará. Algunas veces se calcula la falla de resistencia como falla del empuje pasivo de la tierra en la parte superior del pilote. Esto no es real, porque en las teorías corrientes de empuje pasivo la deformación por cortante se supone bidimensional o plana mientras que el pilote cargado lateralmente fallará por esfuerzo cortante tridimensional a una presión que excede el empuje pasivo. Además, la flecha que acompaña a la falla es tan grande, que una estructura soportada por un pilote cargado lateralmente estaría en peligro mucho antes que el pilote fallara.

Los resultados de ensayos de carga típicos indican que cuando los pilotes verticales están embebidos totalmente en el suelo pueden soportar cargas laterales de solamente 1/10 a 1/5 de su capacidad de carga vertical, sin una flecha excesiva (menos de 1.25 cm). Si es necesaria una mayor rigidez o resistencia lateral, se deben emplear pilotes inclinados.

Pilotes inclinados en grupos. Los pilotes inclinados combinados con pilotes verticales son la disposición más efectiva para resistir fuerzas horizontales. Se ha comprobado que el anclaje de muelles y mamparos que combinan pilotes verticales en tracción e inclinados en compresión, como puede verse en la figura 10.17, es una solución ajustada y económica. Pilotes inclinados combinados con pilotes verticales se han utilizado para soportar muros de sostenimiento de tierras y estructuras similares en las que se producen cargas horizontales. Un análisis racional de las cargas

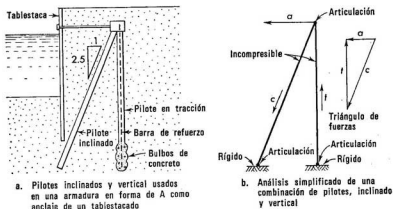


Fig. 10.17 Combinación de pilotes verticales o inclinados.

en los pilotes inclinados es imposible, porque el problema es estáticamente indeterminado en alto grado. Un método aproximado supone que los pilotes están articulados en la punta y en la cabeza. (Figura 10.17b.)

10 : 7 TIPOS DE PILOTES Y SU CONSTRUCCION

Formas de los pilotes. Los constructores a través del tiempo han probado y usado con éxito variable, muchas formas y tipos de pilotes. Cada forma ha tenido, probablemente, éxito bajo ciertas condiciones; sin embargo, el uso de cierto tipo o forma de pilote que ha dado buen resultado en una obra, puede que no tenga éxito en una situación diferente. En los Estados Unidos de América las compañías constructoras que tienen grandes y bien equipadas organizaciones para la hinca de pilotes usan, en general, unos pocos tipos y formas de pilotes.

Cuatro formas básicas se usan comúnmente: primera, sección transversal uniforme en toda la longitud del pilote; segunda, base o punta ensanchada; tercera, forma cónica y cuarta, tablestaca. Estas formas se muestran en la figura 10.18.

El pilote de sección uniforme puede presentarse en varias formas: sección circular, cuadrada, octagonal, estriada y H. La sección uniforme hace que la resistencia del pilote como columna sea uniforme de la punta a la cabeza y que el rozamiento superficial esté bien distribuido en todo el fuste. Se adapta bien para hacer juntas y cortes, ya que todas las secciones del pilote son iguales.

Con objeto de aumentar la resistencia en la punta y la fricción en la porción inferior del pilote, se han usado diferentes formas de ensancha-

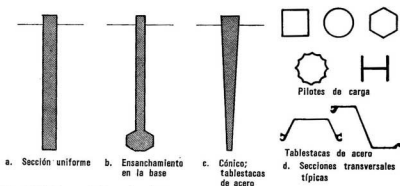


Fig. 10.18 Formas básicas de pilotes.

miento de la punta. En una se usa una punta grande prefabricada que se une a un pilote cilíndrico, mientras que en otra se forma un bulbo de concreto que es forzado dentro del suelo en la punta del pilote. Los pilotes de esta última forma han demostrado ser muy efectivos para desarrollar resistencia en la punta en suelos cohesivos compactos y aun en arenas sueltas. Tienen poco valor como pilotes de fricción y una ligera ventaja sobre los de sección uniforme, cuando se usan como pilotes resistentes por la punta, en roca.

La forma cónica se originó con el pilote de madera, que está de acuerdo con la forma natural del tronco del árbol; sin embargo, esta forma ha sido imitada en pilotes de hormigón y de acero para hacer más fácil la construcción. Los pilotes cónicos son útiles para compactar arenas sueltas debido a su acción de cuña, pero en otros casos pueden ser menos efectivos que los de sección uniforme. Tanto la resistencia en la punta como la fricción lateral en la porción inferior del pilote cónico son bajas porque el área de la punta y el área superficial del pilote son pequeñas. El resultado es que los pilotes de forma cónica resistentes por la punta requieren mayor longitud que los de sección uniforme para soportar la misma carga. Los pilotes cónicos que dependen de la fricción para soportar la carga, pueden transmitir una gran parte de la misma a los estratos superiores más débiles, con lo cual se producen asentamientos inconvenientes.

Las tablestacas son relativamente planas y de sección transversal ancha, de manera que cuando se hincan unas a continuación de otras forman un muro. Se fabrican muchas formas diferentes de tablestacas en madera, concreto y acero, para fines determinados, como son las ataguías, los muelles, los muros de sostenimiento de tierras y rastrillos impermeables; algunas tienen forma de arco y otras sección transversal en Z para darles mayor rigidez y la mayoría de los tipos se fabrican con conexiones o enclavamien-

tos que sirven para unirlos entre sí formando un muro que impide el paso del suelo.

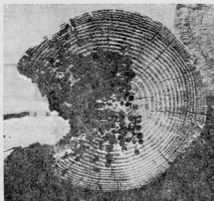
Los pilotes que son huecos tienen, sobre los que no lo son, la ventaja de que pueden ser inspeccionados en toda su longitud después de hincados. Durante la hinca los pilotes se pueden desviar de la vertical, encorvarse o doblarse en ángulos cerrados o pueden dañarse por una hinca excesiva. Los pilotes huecos se pueden inspeccionar dejando caer en su interior una llama brillante o reflejando los rayos del sol con un espejo; pero en las otras formas hay que suponer que están correctos sin poder comprobarlo. Por lo tanto en los pilotes que no se pueden inspeccionar deben usarse factores de seguridad más altos. Los pilotes huecos que se hincan con los extremos abiertos y en los que después se extrae el material del interior, permiten examinar el suelo situado debajo de la punta del pilote. Cuando un pilote con el extremo abierto se apoya en una roca de superficie irregular, se puede allanar la superficie de la roca rebajándola y, si se encuentra que el pilote se va a apoyar en una piedra que está más arriba que el estrato indicado para soporte del pilote, se puede barrenar la piedra o dinamitarla para que el pilote pueda llegar a la profundidad requerida.

Pilotes de madera. La madera es uno de los materiales más usados para pilotes, porque es barata, fácil de obtener y fácil de manipular. Algunas clases de maderas apropiadas para pilotes se encuentran disponibles en casi todas partes del mundo. El abeto, el pinabeto y el pino, pueden tener hasta 30 m de longitud, el roble y otras maderas duras hasta 15 m, el pino del sur hasta 25 m y el palmito; todas estas maderas se emplean comúnmente para pilotes. Los pilotes de madera no sometidos a tratamiento alguno, que estén completamente embebidos en el suelo debajo del nivel del agua, se conservan sanos y duran indefinidamente. Cuando en 1902 se derrumbó el campanil de San Marcos en Venecia se halló que los pilotes de madera que tenían mil años estaban en tan buenas condiciones que se dejaron en su lugar y se usaron como soporte de la nueva torre. Los pilotes de madera sanos, que han estado bajo el agua por muchos años no se deben dejar secar antes de volverlos a hincar, porque cuando se secan las fibras de madera se vuelven enjutas y frágiles.

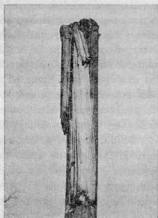
La madera que no haya sido sometida a tratamiento y esté situada por arriba del nivel freático se pudre y arruina por las termitas y otros insectos. En agua salada la madera puede ser atacada por horadadores marinos^{10:21} Hay muchos tipos de horadadores marinos, la mayoría pertenecen a los crustáceos (langostas y cangrejos) o a la de las ostras y almejas. La limnoria, que es un crustáceo de la familia del cangrejo, destruye la madera de afuera hacia adentro, dejando el pilote como si fuera una aguja de madera (figura 10.19a). El teredo, que es un molusco, de la familia de las almejas, destruye la madera de adentro hacia afuera; se introduce en el pilote



a)



b)



c)

Fig. 10.19 Peligros por los deterioros de los pilotes de madera. a) Cuello formado en el pilote en la línea de agua, por el ataque de la limnoria. b) Destrucción del centro y de un cuadrante de la sección transversal del pilote por el ataque del teredo. c) Astillamiento del pilote por sobrehincia.

por una pequeña abertura y destruye su interior dejándolo hueco. Se puede hacer que los pilotes de madera duren más sometiéndolos a un tratamiento con cloruro de cinc, sulfato de cobre u otros productos químicos patentados. La impregnación con creosota es uno de los procedimientos más eficaces y de más duración para la protección de los pilotes de madera. Generalmente se emplea de 200 a 400 kg de creosota por m³ de madera (12 a 25 libras por pie cúbico) que se introduce por un procedimiento

de vacío y presión. En las áreas donde el ataque de los organismos marinos es muy severo, se protegen los pilotes sometiéndolos a un tratamiento que es una combinación de arseniato de cobre seguido por alquitrán de hulla y creosota; ambas sustancias, aplicadas bajo calor y presión, son necesarias para que los pilotes se conserven en agua salada entre 15 y 25 años.

Los pilotes de madera sufren grandemente por un exceso de hinca; en la cabeza se separan las fibras y el fuste puede llegar a rajarse o romperse, como puede verse en la figura 10.19c, cuando encuentran una gran resistencia a la hinca. En la construcción de una esclusa en el río Mississippi fue necesario hincar varios miles de pilotes de madera a través de un estrato de arena cementada que no se había descubierto. Una excavación posterior puso en relieve que muchos de los pilotes se habían astillado y roto. Fue necesario, posteriormente, perforar con una viga de acero el estrato cementado antes de hincar los pilotes de madera.

Los pilotes de madera pueden soportar con seguridad de 15 a 30 toneladas por pilote. Se han utilizado pilotes de madera para cargas de 45 toneladas métricas o más y los ensayos de carga han demostrado que pueden soportarlas con seguridad. El problema principal, en estos casos, es que hay que estar seguro que la calidad estructural de la madera es uniforme y alta para que no haya peligro de que se rompan durante la hinca. El bajo costo del material y de la hinca, hacen a menudo del pilote de madera la cimentación más barata por tonelada de carga.

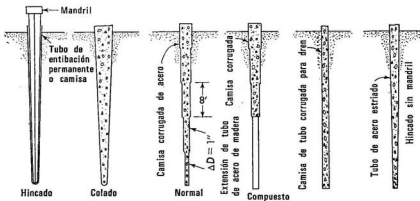
Pilotes prefabricados de concreto.^{10:22} Los pilotes prefabricados de concreto tienen el fuste de sección uniforme circular, cuadrada u octagonal, con refuerzo suficiente para que puedan resistir los esfuerzos que se producen durante la manipulación. Los tamaños más pequeños tienen de 20 a 30 cm de ancho y son generalmente sólidos; los tamaños mayores son sólidos o huecos para reducir el peso. El uso del pretensado en los pilotes de hormigón permite obtener la resistencia necesaria con paredes de espesores relativamente delgados; pilotes huecos de 140 cm de diámetro y paredes de 10 cm de espesor, similares a los tubos de hormigón, generalmente se han usado cuando se ha requerido gran rigidez y alta capacidad de carga.

Los pilotes de concreto prefabricados se usan principalmente en construcciones marinas y puentes, donde la durabilidad bajo condiciones severas de intemperie es importante y donde los pilotes se extienden fuera de la superficie del terreno como una columna sin soporte lateral. En este último caso el refuerzo se proporciona de acuerdo con su condición de columna. Las longitudes corrientes de los pilotes sólidos pequeños varían entre 15 y 18 m y para los pilotes largos, huecos, se puede llegar hasta 60 m. La carga típica para los pilotes pequeños está entre 30 y 50 toneladas y para los pilotes grandes hasta más de 200 toneladas.

El uso de los pilotes prefabricados está limitado por dos factores: primero, son relativamente pesados si se les compara con otros pilotes de tamaño similar. Segundo, es dificultoso cortarlos si resultan demasiado largos y es aún más difícil empatarlos para aumentar su longitud.

Pilotes de concreto fabricados "in situ". Los pilotes de hormigón fabricados "in situ" son los que más se usan para cargas entre 30 y 60 toneladas. Estos tipos de pilotes se pueden dividir en dos grupos: pilotes con camisa o tubo de entibación en los que un tubo de metal de paredes delgadas se hinca en el terreno y sirve de molde y pilotes sin tubo de entibación, en los que el hormigón se coloca en un agujero hecho previamente en el suelo, quedando el hormigón finalmente en contacto directo con el suelo. Hay muchas clases de cada uno de estos pilotes y será instructivo para el ingeniero estudiar los catálogos de los constructores de obras de pilotaje, para ver los diferentes métodos de construcción.

El pilote *Raymond Normal* (figura 10:20a) es uno de los primeros tipos de pilote con tubo de entibación. Es un tubo de metal de pared delgada de 20 cm (8 plg) de diámetro en la punta, que aumenta a razón de 3.3 cm por metro de longitud (0.4 plg por pie) se hinca en el terreno por medio de un mandril al que se ajusta el tubo perfectamente; después se extrae el mandril y el agujero cónico recubierto por el tubo se rellena de concreto. Este pilote se emplea para longitudes hasta de 12 m y cargas de 30 a 40 toneladas.



a. Pilote Raymond cónico b. Pilote Raymond escalonado; c. Tubo corrugado d. Pilote Unión Monotube
hincado con mandril hincado con mandril

Fig. 10.20 Pilotes de hormigón fabricados "in situ".

El pilote *Raymond escalonado* (figura 10.20b) consiste en una serie de tramos de tubos cilíndricos hechos de láminas corrugadas de metal; cada tramo tiene 2.40 m (8 pies) de largo y un diámetro de 2.54 cm (1 plg) mayor que el del tramo inferior y se enroscan para formar un tubo continuo. El diámetro mínimo en la punta es de 22 cm (8½ plg), pero se pueden usar puntas de diámetro hasta 34 cm (13½ plg) empezando el pilote con tramos cilíndricos mayores. El pilote se hinca con un mandril que no queda ajustado al tubo y que empuja contra la punta del pilote y el anillo que se forma en la unión de cada tramo. Se usan en longitudes hasta de 29 m (96 pies) y cargas de 40 a 75 toneladas, dependiendo del diámetro de la punta.

En el *pilote Cobi* y en el *pilote Hércules* se emplea un tubo cilíndrico de metal corrugado similar a un tubo para drenaje, de 20 a 53 cm (8" a 21 plg de diámetro interior). El tubo se hinca por medio de un núcleo cilíndrico de acero que puede expansionarse para sujetar firmemente el interior del tubo y sus corrugaciones. El núcleo del pilote tipo Cobi se expansiona por presión de aire en un tubo de goma, mientras que en el tipo Hércules la expansión se produce por acuífamiento mecánico. Son posibles longitudes hasta 30 m (100 pies).

El pilote *Union Monotube* consiste en un tubo de acero de fina pared estriada que se hinca en el terreno sin la ayuda de núcleo o mandril. El estriado de la fina pared del tubo le da suficiente resistencia para que pueda soportar los esfuerzos de la hincada sin pandeo. Se emplea en longitudes hasta de 37 m (125 pies) y cargas de 30 a 60 toneladas. Son especialmente apropiados para trabajos pequeños, porque no requieren equipos especiales de hincada, como es el mandril.

Se usan muchas clases de pilotes fabricados "in situ" con tubos de entibación de paredes delgadas. En el pilote de *Punta de botón* (Button Bottom) se coloca una punta prefabricada de hormigón de 45 cm (18 plg) de diámetro en el extremo inferior de un tubo de entibación corrugado de 30 cm (12 plg) de diámetro. Después de sacar el mandril se rellena el tubo con hormigón para hacer un pilote sin solución de continuidad. Esta forma de pilote tiene gran resistencia por la punta, pero poca resistencia por fricción, ya que ésta se reduce debido a que el agujero de 45 cm que abre la punta es mayor que el diámetro del fuste.

Los pilotes con tubos de entibación de paredes delgadas tienen muchas características comunes. Generalmente no se refuerzan, porque están en compresión cuando soportan cargas verticales; sin embargo, si el pilote va a estar sometido a tracción o flexión, se puede reforzar con barras colocando éstas antes de verter el hormigón. No es usual que se considere la fina pared del tubo como parte del refuerzo, porque es posible que se destruya por corrosión. Estos pilotes son fáciles de cortar, si resultan largos

o aumentar su longitud durante la hincas soldándose otro tubo. Se pueden inspeccionar después de colocados y comprobar su rectitud. El tubo de entibación impide que el agua y el suelo se mezclen con el concreto fresco, con lo cual se estará seguro que el fuste tendrá una calidad uniforme. Algunas veces los tubos de paredes delgadas se dañan durante la hincas por obstrucciones que los cortan o que estiran las corrugaciones, lo cual reduce su resistencia o pueden plegarse debido a la presión lateral muy elevada que se desarrolla en las arcillas resistentes y las arenas densas.

El pilote de concreto sin tubo de entibación permanente, se fabrica con uno temporal, como se muestra en la figura 10.21a. Un tubo de acero de entibación se hincas primero en el terreno; se impide que el suelo se introduzca en el tubo colocando en el extremo inferior de éste un tapón de hormigón prefabricado o una plancha de metal sostenida por el núcleo. Después de la hincas se saca el núcleo y se rellena el tubo con concreto. Se coloca el núcleo dentro del hormigón y se va sacando el tubo mientras que el núcleo fuerza al hormigón contra el suelo e impide que sea arrastrado al levantar el tubo. El *pilote de bulbo* se fabrica de manera similar, excepto que el tubo se rellena parcialmente de concreto al principio; después se levanta la camisa una cierta cantidad y el núcleo se fuerza hacia abajo a golpes de martillo, lo cual fuerza al hormigón para formar un bulbo (figuras 10.21b y c). Después que se ha formado el bulbo se rellena la camisa de concreto y se extrae seguidamente quedando formado así el pilote de bulbo o *pilote de pedestal*. Los pilotes sin tubo de entibación generalmente no se refuerzan. Sin embargo, los pilotes de bulbo son excelentes para resistir tracciones, pero en estos casos es necesario reforzarlos.

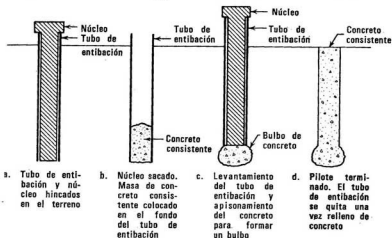


Fig. 10.21 Construcción de un pilote de bulbo sin tubo de entibación permanente.

Los pilotes sin tubo de entibación fabricados con uno provisional, son apropiados para suelos de arenas sueltas y arcillas firmes, porque en estos casos la presión lateral que se desarrolla no comprime el concreto fresco que no está protegido. Longitudes de 18 m (60 pies) y cargas de 30 a 75 toneladas son los límites usuales de estos pilotes. Los pilotes sin tubo de entibación requieren equipos pesados para la hinca y aparatos especiales para extraer el tubo por lo que son económicos solamente en trabajos que por su magnitud justifiquen estos gastos iniciales de equipo.

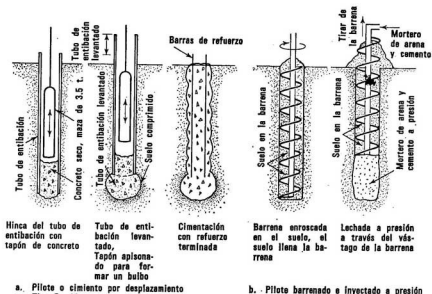


Fig. 10.22 Pilotes especiales sin tubo de entibación permanente.

El *pilote Franki* es un pilote de concreto sin tubo de entibación que se fabrica apisonando una carga de hormigón seco en el extremo interior de un tubo de 51 cm (20 plg) de diámetro de manera que el hormigón se agarra a las paredes del tubo y forma un tapón. Una masa de 3,200 kg cayendo de 3 a 6 m de altura en el interior del tubo fuerza al tapón en el terreno y arrastra el tubo hacia abajo por fricción. Cuando se alcanza el nivel del suelo resistente se fija el tubo al equipo de hinca y se expulsa el tapón de concreto del extremo del tubo para formar un bulbo de más de 90 cm de diámetro. El tubo se va levantando a medida que se depositan cargas sucesivas de concreto, que apisonadas forman un fuste rugoso por

arriba del bulbo o pedestal. La longitud de estos pilotes puede ser hasta de 30 m (100 pies) y las capacidades de carga típicas son entre 100 y 1,000 toneladas. Cuando se refuerzan son excelentes pilotes para tracción.

Existen varios tipos de pilotes que se fabrican barrenando el suelo sin colocar tubo de entibación. El pilote *Augercast*, (barrenado y vaciado simultáneos), figura 10.22*b*, se fabrica perforando el suelo con una barrena continua, cuyo vástago central es hueco. La velocidad de perforación es tal que la barrena más bien se atornilla en el terreno que expulsa el suelo; por lo tanto, el agujero se queda lleno del propio suelo hasta que se alcanza el estrato resistente. Cuando se llega a ese punto se saca la barrena desatornillándola lentamente y al mismo tiempo se bombea un mortero fluido de arena y cemento a través del vástago de la barrena. La velocidad de extracción de la barrena se controla para tener siempre una presión positiva en el mortero y poder llenar el agujero, evitar que se derrumben las paredes del mismo y para que el mortero penetre unos centímetros dentro de la arena suelta o la grava. El pilote que resulta tiene resistencia por la punta y rozamiento lateral, ya que la superficie del fuste es irregular, figura 10.18*c*. El procedimiento es económico y no se producen vibraciones, lo cual es una ventaja en las obras de ampliación de edificios y recalces. Los longitudes y diámetros que comúnmente se usan son 18 m y 35 a 45 cm.

Los *pilotes por perforación* se fabrican barrenando agujeros en el suelo y rellenándolos de concreto. Estos pilotes se pueden usar donde el suelo es suficientemente firme para sostenerse sin soporte. Los pilotes de este tipo que corrientemente se fabrican tienen un diámetro de 15 cm en adelante y más de 15 m de longitud. (Los diámetros mayores de 56 cm se consideran como pilares y se tratarán más adelante.)

Es difícil medir la calidad de los pilotes barrenados, a no ser que se hagan ensayos de carga y éstos deben hacerse antes de establecer la carga de trabajo final para el proyecto. Después que se haya verificado la resistencia de los pilotes por los ensayos de carga, es esencial una inspección continua y si se hace algún cambio en el proceso constructivo, deben hacerse nuevos ensayos para comprobar el efecto del cambio.

Pilotes de perfiles de acero. Los perfiles estructurales de acero, especialmente los pilotes H y los perfiles WF, son muy usados como pilotes para soportar cargas, especialmente cuando se requiere una alta resistencia por la punta en suelo o en roca. Como el área de la sección transversal es pequeña comparada con la resistencia, se facilita la hinca a través de obstrucciones, tales como las vetas duras cementadas, los viejos troncos de madera y hasta las capas finas de roca parcialmente meteorizada. Los pilotes se pueden obtener en piezas y se pueden cortar o empalmar fácilmente. Los perfiles que ordinariamente se hincan son de 8BP36 al 14BP117

y las cargas de trabajo varían de 40 a 150 toneladas. Se han usado perfiles de ala ancha de hasta 91.5 cm (36 plg) de peralte y también ocasionalmente pilotes formados por canales y rieles de ferrocarril. La longitud la limita la hincata solamente; se han colocado perfiles H de 35.5 cm (14 plg) de más de 90 m (300 pies) de longitud.

Los perfiles H hincados en roca pueden soportar cargas hasta el límite elástico del acero. La figura 10.23 muestra el pandeo local de un pilote de perfil H de 30 m (100 pies) de longitud hincado a través de arcilla blanda y sometido a una carga de ensayo de 400 toneladas; hasta el límite elástico aproximadamente. Aparentemente el pilote se clavó ligeramente en la roca y alcanzó la máxima carga a pesar de las irregularidades en la superficie de la roca. En rocas muy duras algunas veces se refuerza la punta del pilote con planchas de acero soldadas al alma del perfil para evitar pandeo local. Los pilotes H penetran el suelo produciendo un desplazamiento mínimo y produciendo un levantamiento del suelo y presión lateral también mínimos. Cuando los pilotes H se usan para resistir por fricción, como el área entre las alas es tan grande, la falla ocurre por esfuerzo cortante, en planos paralelos al alma de la sección que pasan por las aristas exteriores de las alas y por fricción contra el metal en las caras exteriores de las alas.

Los perfiles estructurales tienen tres desventajas. Primera, son relativamente flexibles y se desvían o tuercen fácilmente si encuentran obstácu-

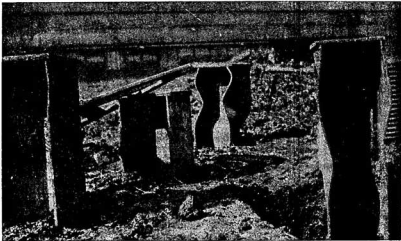


Fig. 10.23 Falla por arriba de la superficie del terreno de pilotes largos de perfil H al alcanzar el acero el límite elástico. Los pilotes se hincaron a través de 30 m de arcilla blanda para resistir por la punta en la roca.

los como piedras grandes o boleas. De hecho, algunos pilotes H se han desviado tanto que sus puntas han resbalado sobre el estrato resistente en vez de penetrar en él. Segunda, el suelo se empaqueta entre las alas del perfil de tal manera que el área de rozamiento corresponde al perímetro del rectángulo que circunscribe al pilote en vez de al perímetro total de la sección del pilote. Tercera, la corrosión reduce el área efectiva de la sección transversal. En la mayoría de los suelos es suficiente dejar un margen para corrosión de 1.25 a 2.50 mm, porque la dura película de corrosión protege al pilote de futuros ataques. En suelos fuertemente ácidos como los rellenos y la materia orgánica y en el agua de mar, la corrosión es mucho más seria; en estos casos la protección catódica o la inyección de concreto son necesarios para impedir el deterioro del pilote.

Pilotes de tubos de acero. Los tubos de acero rellenos de concreto constituyen excelentes pilotes. En la mayoría de los casos se hincan con el extremo inferior cerrado por una placa plana o una punta cónica. La placa plana es más económica y tiende a formar una punta cónica de suelo a medida que se hince el pilote. Unas planchas formando una X soldadas al extremo del tubo ayudan al pilote a penetrar la grava y las capas cementadas y a cortar la capa de roca. Los tubos con el extremo inferior abierto se emplean cuando es esencial un desplazamiento mínimo. Los tacos de suelo que se van introduciendo en el tubo se extraen a intervalos para impedir que se empaqueten y hagan que el pilote se hinque como si estuviera cerrado en la punta.

Tanto los pilotes cerrados como los abiertos se rellenan de hormigón después de hincados (y de extraído el suelo en los abiertos); esto aumenta la resistencia del fuste, porque tanto la resistencia del acero como la del concreto contribuyen a la resistencia de la columna.

Se han hincado tubos desde 27.3 cm (10.75 plg) de diámetro externo y paredes de 4.8 mm (0.188 plg) de espesor hasta 91.4 cm (36 plg) de diámetro y paredes de 12.7 mm (0.5 plg) de espesor, con capacidades desde 50 hasta más de 200 toneladas. Las longitudes las limita el equipo de hinca; se han colocado pilotes de tubo hasta de 60 m (200 pies) de largo.

Los pilotes de tubo son ligeros, fáciles de manipular e hincar y se pueden cortar y empalmar fácilmente. Son más rígidos que los pilotes H y no se desvían tan fácilmente cuando encuentran un obstáculo. Tienen además la ventaja de poderse inspeccionar interiormente después de hincados y antes de colocar el hormigón.

Al hincar los pilotes de acero la masa debe golpear perpendicularmente sobre el centroide de la sección. Un martillo descentrado o que se bambolee "acordeonará" el tubo e inclinará el perfil estructural, lo cual destruye la efectividad del golpe. El contenido de carbono del acero del pilote es importante, porque si es muy alto el pilote se rajará y si es muy

bajo se deformará. En una obra donde se hincaron en arcilla 161 km (100 millas) de pilotes de tubo de 27.3 cm (10.75 plg) de diámetro y pared de 6.3 mm (0.25 plg) y con longitudes hasta de 49 m (160 pies) se encontró que los tubos de acero fabricados en frío con el 0.22 por ciento de carbono y el 0.6 por ciento de manganeso eran los que mejor se hincaban.

Pilotes compuestos. Los pilotes compuestos son una combinación de un pilote de acero o madera en el tramo inferior y un pilote de concreto, fabricado "in situ", en el tramo superior. De esta manera es posible combinar la economía del pilote de madera colocado bajo el nivel del agua subterránea, con la durabilidad del hormigón sobre el agua o combinar el bajo costo del pilote de hormigón fabricado "in situ" con la gran longitud o la relativamente mayor resistencia en la hinca del pilote de tubo o de perfil H.

El proyecto y construcción de la unión entre ambos tramos es la clave del éxito en los pilotes compuestos. La cabeza del tramo inferior debe protegerse durante la hinca; la junta entre ambos tramos debe hacerse hermética para que no penetre el suelo o el agua; debe mantenerse una buena alineación entre los dos tramos para evitar que se formen ángulos y la unión o empalme debe ser tan fuerte como la más débil de las partes que une.

Se usan dos métodos para la fabricación de estos pilotes. En uno se hinca totalmente el tramo inferior; el tubo de metal con su núcleo se une al tramo inferior y ambas partes, así unidas, se hincan hasta la penetración final. Se extrae el núcleo y se coloca el concreto en el tubo. Un segundo método consiste en hincar primero un tubo de acero; se retira el núcleo y el tramo inferior se coloca dentro del tubo como un proyectil en un cañón. El tramo inferior se hinca hasta más allá del tubo utilizando el núcleo. El tubo de entibación de acero para el pilote fabricado "in situ" se coloca dentro del primer tubo y se une al tramo inferior, después de lo cual el primer tubo es extraído y colado el pilote.

Se han usado pilotes compuestos de madera y hormigón de 43 m (140 pies) y de tubos de acero y hormigón de 55 m (180 pies) con cargas de 30 y 60 toneladas respectivamente.

Pilotes de arena. Los agujeros perforados en el suelo y rellenos de arena o escoria triturada, para compactar y drenar el suelo se llaman pilotes de arena o de mecha. Estos pilotes no tienen más resistencia estructural que la de la arena compactada. Se construyen de la misma manera que los pilotes de concreto sin tubo de entibación fabricados "in situ", con la diferencia de que el agujero se rellena con un material que facilite el drenaje, en vez de concreto.

10:8 PROYECTO DE CIMENTACIONES DE PILOTAJE

El proyecto de una cimentación de pilotaje es análogo al de cualquier otra parte de una estructura. Se suponen unas dimensiones y se comprueba si con las dimensiones propuestas se tiene la seguridad necesaria y se revisa sucesivamente hasta que se encuentre que el proyecto es satisfactorio. Se comparan varios proyectos y al final se selecciona uno, basándose esta selección en el costo y en el tiempo necesario para su construcción.

El colocar pilotes en una cimentación puede ser inútil en algunos lugares y bajo ciertas condiciones puede ser muy perjudicial. Por ejemplo: una capa de un suelo bastante firme situada sobre otra capa profunda de suelo blando, pudiera actuar como una losa natural para distribuir la carga de una cimentación poco profunda. La hincas de pilotes en la capa firme puede romperla o reamasarla; el resultado final sería la concentración de cargas en un estrato blando con el correspondiente asentamiento excesivo.

Selección de la longitud del pilote. La longitud aproximada del pilote se estima por el estudio del perfil del suelo y la resistencia y compresibilidad de cada uno de los estratos del suelo. Este estudio se puede hacer usando los métodos de análisis de grupos de pilotes, expuestos en la sección 10:5. Los pilotes de resistencia por la punta deben llegar hasta un estrato capaz de soportar la cimentación en su totalidad, sin deformación perjudicial o falla y los pilotes de fricción deben ser suficientemente largos para distribuir los esfuerzos en la masa de suelo, para reducir a un mínimo el asentamiento y obtener la adecuada seguridad del grupo total de pilotes.

Selección de los posibles tipos de pilotes. El tipo de pilote y el material del mismo deben ser cuidadosamente seleccionados para que se adapte a:

1. La carga que deba soportar.
2. El tiempo disponible para la ejecución del trabajo.
3. Las características del suelo que atravesará el pilote, así como las de los estratos a los cuales se transfiere la carga.
4. Las condiciones del agua subterránea.
5. El tamaño de la obra que se realiza.
6. La disponibilidad del equipo y la facilidad de transportarlo a la obra.
7. La disponibilidad del material para los pilotes.
8. Los requisitos del Código de Construcciones.

Si la estructura es el estribo de un puente o un muelle, deben merecer especial consideración la profundidad del agua, su velocidad, las condiciones del hielo, y la posibilidad de organismos marinos o productos químicos

en el agua que ataquen el material del pilote. Las socavaciones suelen ocurrir alrededor de las nuevas pilas y estribos de los puentes, debido al aumento de velocidad del agua; en estos casos debe protegerse el pilotaje con concreto y arriostrarse la estructura con pilotes inclinados.

Si las cargas en la cimentación son bajas y esparcidas, un pilote de bajo costo por metro y por pilote, puede que sea el más económico. Si las cargas son altas y concentradas en pequeñas áreas, un pilote capaz de soportar grandes cargas será probablemente el de costo más bajo por tonelada de carga. Si hay varias cargas aisladas de más de 300 toneladas, puede que sea más económico algún tipo de cimentación en pilar.

El transporte del equipo para la hinca de pilotes es siempre costoso. El contratista que tenga su equipo a una distancia del lugar del trabajo que le permita transportarlo por camiones tiene una marcada ventaja sobre el que tiene que cargarlo y descargarlo de carros de ferrocarril. Si en una obra se requieren pocos pilotes, no está justificado el transporte de un equipo grande y pesado. Los pilotes ligeros y de fácil manipulación, que se pueden hincar con el equipo que se usa para la erección de la superestructura, puede que sean los más económicos. En obras que requieran la hinca de varios cientos de pilotes de 12 m (40 pies) o más metros de largo, los equipos de hinca grandes son más económicos, porque se pueden hincar más pilotes por turno de trabajo y se pueden aprovechar para hincar una mayor variedad de tipos de pilotes.

Si la obra donde se van a hincar los pilotes está situada en una región del país donde abunda la madera, el precio de los pilotes de madera puestos en el lugar es bajo; por lo tanto, el costo total usando muchos pilotes de madera que carguen 20 toneladas cada uno, puede ser menor que si se usaran pilotes de concreto con 40 toneladas de capacidad; se ve que hay una notable disminución.

Como el concreto es, generalmente, una parte de toda la construcción, se encuentra disponible en todas partes del país para la fabricación de pilotes. El acero puede ser económico en áreas industriales, pero puede ser más costoso cuando la obra se encuentra a gran distancia de las fábricas de acero.

Las características de la manipulación y del transporte de los pilotes pueden influir en la selección del tipo de pilote. La facilidad de colocar los tubos de entibación de algunos tipos de pilotes unos dentro de otros hace la carga más compacta, especialmente para el transporte por agua. El peso ligero unido a la gran resistencia a una manipulación ruda, es, decididamente, una ventaja de los pilotes de tubo, los de tubo de entibación estriado y los tubos de entibación corrugados, que constituyen una parte de muchos de los pilotes fabricados "in situ". Los pilotes de madera son también ligeros y de fácil manejo. Los pilotes largos, de acero

de sección H y de concreto prefabricados deben manipularse por medio de eslingas para evitar que se flexen o rompan.

Los requisitos de los Códigos de Construcción se van haciendo más uniformes en todo el país. Los códigos especifican, generalmente, las cargas máximas permisibles por pilote, pero más corrientemente estipulan pruebas de carga para determinar las máximas cargas admisibles.

Cargas de proyecto en pilotes. El proyecto del fuste del pilote está regido por los esfuerzos que se producen durante la hinca. Durante la hinca, la carga real o de trabajo en el fuste del pilote se iguala a la carga de falla entre el pilote y el suelo, R_0 . Los esfuerzos producidos por la hinca se pueden estimar por la ecuación 10:9b, cualquiera que sea el tipo de suelo, porque solamente la resistencia dinámica se toma en consideración. El fuste deberá tener un factor de seguridad al menos de 1.3 con respecto a R_0 , lo que significa que el factor de seguridad con respecto a la carga de proyecto Q_a es mayor que para una columna corta. La carga admisible en el pilote está regida por la unión del pilote con el suelo y por la capacidad del grupo de pilotes. Estas se analizan como se indica en las secciones 10:3, 10:4 y 10:9 y el factor de seguridad que deba aplicarse dependerá de la confianza que se tengan en los análisis y de los datos de las cargas de la estructura.

Separación. La separación final de los pilotes está basada en el análisis de la acción de conjunto del grupo de pilotes. Los pilotes se colocan a distancias tales que la capacidad del grupo de pilotes actuando como una unidad sea igual a la suma de las capacidades individuales de los pilotes.

Puede ser necesaria una mayor separación en arenas compactas y en arcillas resistentes para reducir al mínimo la presión lateral producida por el desplazamiento.

Tolerancias. Es imposible colocar los pilotes en el punto o con el ángulo exactos que se hayan indicado en el proyecto, porque tienden a apartarse o desviarse cuando encuentran puntos duros o blandos en el terreno. Los proyectos y especificaciones deben tolerar un desplazamiento de 5 cm en la cabeza de los pilotes pequeños hincados en suelo y 15 cm (y algunas veces más) en pilotes hincados a través del agua. Un desplome o angularidad en el eje del pilote de 1 o 2 por ciento, con respecto a la longitud del pilote, no afecta, generalmente, su capacidad de carga y, por lo tanto, debe permitirse en el proyecto y en las especificaciones. Corrientemente se permiten tolerancias mayores, si los ensayos de carga demuestran que los pilotes pueden soportar las cargas con seguridad.

Inspección y registro. Ninguna obra importante de pilotaje debe llevarse a cabo sin la inspección por un ingeniero competente y el registro

completo de la hinka de cada uno de los pilotes. Los informes de la obra deben contener los siguientes datos:

1. Fecha, condiciones atmosféricas y condiciones del trabajo.
2. Tipo y tamaño del martillo, peso de la masa, peso del sombrerete.
3. Longitud real del recorrido de la masa en un golpe.
4. Número de golpes por minuto que da el martillo.
5. Presión del vapor o del aire en el martillo o en la caldera. Se debe anotar la longitud de tubo y manguera entre la caldera y el martillo.
6. Longitud hincada, tamaño del pilote, etcétera.
7. Número de golpes en hinka continua que se necesitaron para hincar el último medio metro o unos cuantos centímetros. El conteo de los golpes no debe comenzar hasta que el pilote esté en movimiento, si ha habido alguna suspensión en la hinka.
8. Rebote o rechazo del pilote. Esto se puede observar en el gráfico dibujado en la superficie del pilote por una varilla o marca fijas.
9. Suspensión de la hinka, si ésta es antes de la penetración final.
10. Las condiciones del interior del tubo de entibación de cada pilote inmediatamente antes de rellenarlo de concreto. (Puede usarse una luz eléctrica o linterna colgada de una cuerda, la luz del sol reflejada por un espejo, una bola de tela impregnada en petróleo a la que se le da fuego o cualquier otra fuente de luz.)
11. Levantamiento del terreno adyacente.
12. Retracción del terreno adyacente.
13. Levantamiento del pilote después de hincado o levantamiento del concreto fresco en el interior del tubo del pilote.

Losa sobre los pilotes. La carga de un muro o de una columna debe ser transferida a los pilotes por medio de una losa. Al proyectar esta losa debe tenerse en cuenta que las cabezas de los pilotes pueden estar de 5 a 10 cm fuera de su posición correcta. En algunos casos se puede tirar de los pilotes o empujarlos con un gato, para llevarlos a su posición, dependiendo esto de la rigidez del pilote y del suelo; pero es más económico proyectar la cimentación teniendo en cuenta estos posibles desplazamientos. En las estructuras de muelles y espigones, los pilotes deben resistir fuerzas horizontales y frecuentemente rotación; en estos casos el pilote debe anclarse a la losa por un adecuado embebimiento y en algunos casos con refuerzo de acero. El proyecto estructural de una losa sobre pilotes es similar al de un cimiento por superficie o una zapata. Se debe tomar especial cuidado en que la losa tenga suficiente rigidez para transferir la carga a los pilotes más alejados del centro del grupo.

10:9 CIMENTACION POR PILARES

La cimentación por pilares es una cimentación profunda, relativamente grande. La función de esta cimentación es transferir la carga a través de suelos blandos a un suelo duro o roca o transferir la carga a través de suelos que pueden ser socavados por las corrientes de los ríos o de las mareas. La diferencia fundamental entre pilar y pilote es el tamaño (los pilotes de más de 60 cm de diámetro a veces se llaman *pilares*) y el método de construcción. Los pilotes se introducen en el terreno corrientemente, sin excavación previa, mientras que la construcción de los pilares requiere una excavación previa o durante la construcción.

Los pilares se dividen en dos clases, *pozos* y *cajones*, de acuerdo con el método empleado en la construcción. El pozo es simplemente una excavación profunda, provista de una entibación o revestimiento, que se construye cuando se necesita, a medida que progresa el trabajo. Un cajón es una cámara que excluye el agua y el suelo de la excavación. Generalmente se prefabrica en tierra y después se hunde en el lugar hasta la profundidad requerida, excavando en el interior del mismo. La palabra cajón a menudo se aplica a cualquier pilar, pero hablando con propiedad, se refiere solamente a aquellos en que se emplea una cámara que desciende a medida que se excava.

Los materiales que se emplean y el tipo de estructura dependen de la carga, las condiciones del agua subterránea, la profundidad de los estratos que soportarán la carga, las estipulaciones de los Códigos de construcciones y del material y equipo disponibles. Si el pilar se construye en agua, la velocidad de ésta, la máxima profundidad de socavación y el efecto del hielo y de los materiales arrastrados por la corriente, deben tenerse en cuenta al proyectar el cajón.

Capacidad de carga y asiento. Un pilar es en realidad un cimiento de gran tamaño soportado por la resistencia del suelo en su extremo inferior y por esfuerzo cortante o fricción en sus caras. La resistencia en el extremo inferior se calcula por la fórmula general de capacidad de carga, ecuación 9:3, usando los factores apropiados en la figura 10.11. La fricción lateral en el pilar puede ser la fricción más la adherencia o la resistencia del suelo al esfuerzo cortante, cualquiera que sea la menor. Al calcular la fricción y el esfuerzo cortante no se tiene en cuenta ningún aumento de la presión lateral debido al desplazamiento, porque los pilares se construyen por excavación.

En los pilares que se apoyan en roca dura sobre la cual hay suelo, la fricción se desprecia al calcular la capacidad de carga. Cuando los pilares están totalmente en un suelo homogéneo, puede incluirse la fricción del

suelo. Si la roca es débil y no se puede obtener suficiente resistencia por el extremo del pilar, se puede prolongar el pilar por debajo de la superficie de la roca. La fricción lateral o el esfuerzo cortante por debajo del nivel de la roca aumentan la resistencia total del pilar.

Es indispensable que se examine el suelo o roca situado inmediatamente debajo de un pilar o cajón que soporte una carga muy pesada, porque las vetas de material blando o compresible pueden afectar seriamente la resistencia o el asentamiento. Si el cajón es suficientemente grande y se le puede extraer el agua, se perforan de uno a tres agujeros de 5 cm de diámetro en el fondo y hasta una profundidad de 1.5 a 3 veces el ancho del pilar. En estos agujeros se introducen barras con un gancho para explorar y comprobar si existen vetas de material blando o cavidades. También es posible hacer un sondeo en el fondo de la excavación y sacar muestras, colocando el equipo de perforación en la superficie del terreno, particularmente si no se puede extraer el agua de la excavación. El sondeo en un pozo profundo es dificultoso y sólo se puede hacer empleando obreros especializados en esos trabajos. Es indispensable que se quite del fondo de la excavación el material suelto, pues cada centímetro de material suelto significa, virtualmente, un centímetro de asentamiento.

El asentamiento del pilar es con frecuencia, el factor que rige el proyecto. Se puede estimar por el método descrito en el capítulo 5, suponiendo que el extremo del pilar es un cimiento aislado o zapata. Los esfuerzos en el suelo bajo ese "cimiento" son considerablemente menores que los calculados por los métodos de Boussinesq o Westergaard, porque estos análisis están basados en cargas colocadas en la superficie del terreno. Basado en el análisis de Mindlin, figura 10.9, los esfuerzos en el suelo debajo de un pilar estrecho y profundo que resiste por el extremo, pueden ser tan pequeños como la mitad de los calculados por los métodos de carga en la superficie.

Pozos. La forma más simple de un pilar en pozo es una excavación abierta similar a un pozo para alumbramiento de aguas (figuras 10.24a y b). Los pozos de poca profundidad en suelo firme se pueden cavar a mano. Las barrenas grandes y de gran potencia pueden hacer perforaciones abiertas tan grandes como de 3 m (10 pies) de diámetro y a más de 27 m (90 pies) de profundidad. Se pueden emplear perforadoras especiales que pueden ensanchar el fondo de la excavación formando una *campana* de casi doble diámetro que el del pozo. Después de hecha la perforación se rellena el pozo con concreto para formar el pilar.

Cuando el pilar se extiende por debajo del nivel del agua subterránea, o cuando el suelo no es lo suficientemente fuerte para mantenerse sin soporte, es necesario emplear algún tipo de entibación. La más simple es un cilindro de metal que se baja dentro del pozo inmediatamente después

Tubo que se extrae durante la colocación del hormigón

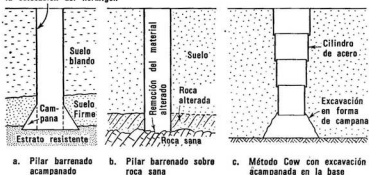


Fig. 10.24 Construcción de pilares en pozos.

que se ha hecho la perforación, para mantenerla abierta hasta que se coloque el concreto. El cilindro se va extrayendo a medida que se coloca el hormigón, porque la presión del hormigón fresco es capaz, en general, de sostener el suelo y evitar que penetre el agua. En suelos muy blandos o muy húmedos es necesario, algunas veces, perforar y colocar el cilindro de revestimiento en secciones sucesivas de 2.50 a 5.00 m de longitud. Estos tramos de cilindro colocados en forma telescópica forman un pozo escalonado conocido con el nombre de *cajón Gow* (figura 10.24c). Pilares de hasta 30 m (100 pies) de profundidad con fondos de campana, se han construido por este método haciendo la excavación con barrena y a mano.

Si el pilar se apoya en roca, se baja un hombre por el pozo para limpiar la superficie de la roca de manera que no quede suelo entre la roca y el concreto; ésta es una operación arriesgada debido al gas y al peligro de explosión. Si la roca tiene vetas o si está muy alterada, es necesario, algunas veces, quitar el material alterado usando un martillo neumático o, en algunos casos, explosivos. No es necesario que el fondo esté a nivel; si la superficie es inclinada se debe fijar el pilar en una caja perforada en la roca o colocar barras de acero en agujeros perforados en la roca para unir el pilar a la roca.

El sistema *Benoto* permite hacer la excavación para una cimentación por pilares a gran profundidad, a través de suelos que no es fácil perforar con barrenas. La perforadora *Benoto* está constituida por una grúa especial equipada con un cucharón con garfios similar al cucharón de almeja, pero con cuatro paletas que puede extraer boleos y roca blanda. Para romper los boleos y penetrar la roca blanda se emplea un pesado trépano de acero y un largo cubo cilíndrico para achicar la pasta fluida de suelo y agua

del agujero. La máquina también está equipada con una canal para verter el concreto. Una máquina auxiliar ayuda a hincar el tubo de entibación, cuando éste es necesario, dándole un movimiento de rotación hacia adelante y hacia atrás, lo cual reduce el rozamiento durante la hinca. El tubo de entibación generalmente se extrae durante el vertido del concreto y la cimentación una vez terminada es similar a la de pilas perforadas, figuras 10.24a y b.

El *pozo Chicago* es un pozo revestido con tabloncillos colocados verticalmente y sostenidos por anillos de acero colocados en el interior del mismo. La excavación se hace a mano y los tabloncillos se colocan en longitudes de 1.20 a 1.80 m. Por este método se han hecho pozos de 3.70 m (12 pies) de diámetro y hasta 60 m (200 pies) de profundidad.

El método de excavación mojada se usa algunas veces en suelos que son demasiado blandos para poderse excavar sin entibación. Se hace una perforación del diámetro del pilar empleando una barrena rotatoria grande para pozos. El hueco se mantiene lleno de una mezcla de arcilla, agua y minerales pesados que tengan la misma densidad del suelo, la cual produce una presión interna que mantiene el agujero abierto. Después de hecha la perforación se introduce en el agujero un tubo cilíndrico de acero y se reemplaza la mezcla de materiales que se había introducido, por agua limpia y se construye el pilar depositando el hormigón bajo el agua empleando un embudo. Este método no permite una completa limpieza de la excavación ni la inspección del estrato en que se apoyará el pilar.

El equilibrio de las presiones se aumenta a menudo, extendiendo un tubo de entibación poco más de un metro por arriba de la superficie del terreno y manteniendo la mezcla de arcilla agua o fango al nivel de su parte superior. Los detritos gruesos se pueden extraer bombeándolos hacia arriba a través del vástago hueco de una perforadora; a este proceso se le llama *circulación invertida*. Debido a la alta velocidad del fluido a través del vástago, las partículas del tamaño de la grava se pueden mantener en suspensión. Los cubos cilíndricos con válvulas de fondo o pistones interiores también se usan para extraer por succión los detritos gruesos, pero alteran el equilibrio hidrostático. El concreto se coloca empleando un embudo que se introduce en el agujero que está lleno de fango, rellenándose el pozo de abajo hacia arriba. Se puede colocar un tubo de entibación una vez terminada la perforación y limpiarse con chorro de agua, achicándolo después para hacer la *limpieza final*.

Cajones. En los Estados Unidos de América se usan tres formas de cajones: el cajón pilote, el cajón abierto y el cajón neumático. El cajón pilote es un tubo de gran diámetro (60 a 150 cm, 24 a 60 pulgadas de diámetro) que se hinka con los extremos abiertos usando un equipo de hinca muy grande. Se excava el suelo en el interior del tubo y des-

602 Cimentaciones profundas

pués se puede bajar por dentro del mismo para inspeccionar o para limpiar la superficie en que descansará el cajón; después se rellena de hormigón para formar el pilar.

En el proceso conocido por *perforación interior*, figura 10.25a, el extremo inferior del tubo está provisto de un anillo de acero duro de bordes biselados que puede hincarse en la roca. El suelo del interior del tubo se puede extraer con un cubo pequeño, con un chorro de aire comprimido, hincando en el suelo un tubo con válvula de pie y extrayéndolo después o añadiendo agua y batiendo el suelo hasta formar una pasta que se extrae después con un cucharón. Después de extraído el suelo del interior del tubo se introduce una barrena grande de pozo y se taladra

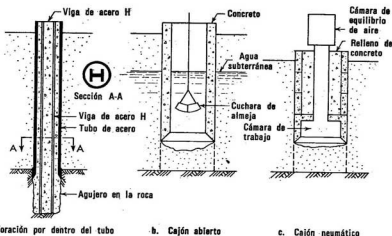


Fig. 10.25 Construcción de diferentes tipos de cajones.

un agujero en la roca. Se hinca el tubo hasta que el anillo del extremo inferior haga un cierre hermético contra la roca que impida la entrada del agua. Se continúa la perforación hasta formar un agujero en la roca de 0.60 a 3.00 m de profundidad. Se puede extraer el agua del cajón e inspeccionar la roca del agujero antes de colocar el concreto. Para aumentar la capacidad de resistencia del cajón como columna se puede introducir, como núcleo, un perfil H de acero. Estos cajones se han construido con diámetro de 60 a 75 cm (24 a 30 plg) y tan profundos como 76 m (250 pies) y para soportar hasta 2,000 toneladas. Tienen la ventaja de poder penetrar cualquier clase de suelo y las obstrucciones, como boleos, se pueden barrenar; pueden atravesar rocas parcialmente

descompuestas y llegar hasta la roca sana y suele ser posible la inspección visual antes de colar. Se pueden colocar con una inclinación de 1 (horizontal) a 6 (vertical) y combinarse con cajones verticales para formar armazones *A* para resistir cargas laterales.

El cajón abierto (figura 10.25*b*) es una cámara abierta que tiene un borde inferior cortante. A medida que se excava el suelo del interior se fuerza el cajón hacia abajo colocándole pesos hasta que llegue a apoyarse en el estrato resistente seleccionado. Los cajones abiertos se usan frecuentemente para construir pilas de puentes situadas en aguas abiertas. En estos casos el cajón se fabrica en tierra, se lleva flotando hasta el lugar, con la ayuda de pontones y entonces se baja hasta apoyarlo en el fondo. No se hace ninguna tentativa para sacar el agua del cajón hasta que éste esté apoyado en el estrato resistente donde descansará. Algunas veces es necesario sellar el fondo con concreto colocado bajo el agua, antes de que sea posible achicar el cajón.

El ancho de las aberturas o *pozos para el dragado o excavación* debe ser lo suficientemente grande para permitir el uso de cucharones de almeja para hacer la excavación (por lo menos 3 m, pero preferiblemente mayores). Algunas veces se colocan en el exterior de las paredes del cajón tubos para chiflón de agua para reducir la fricción durante la hinca.

Los grandes cajones para pilas de puentes están formados por varios cajones pequeños o *células*, cada una con un pozo independiente para el dragado, pero todos se comunican por el fondo con una cámara inferior común. La profundidad a que se puede llegar con un cajón abierto está limitada por la fricción en sus paredes, que puede superar los efectos de los pesos que se colocan para hincarlo. Las grandes piedras o boleos y otros obstáculos que puedan presentarse debajo de la arista de penetración del cajón puede limitar la profundidad, ya que es dificultoso remover esos obstáculos.

Cajones neumáticos. El aire comprimido o los cajones neumáticos se deben usar cuando no se puedan alcanzar los estratos resistentes por los métodos del cajón abierto, debido a las condiciones del agua. Su alto costo sólo se justifica cuando las cargas que se van a soportar son muy grandes.

El cajón neumático (figura 10.25*c*) es como un vaso invertido que se introduce en el agua. Es un cajón abierto por el fondo y con un techo o cubierta hermética a prueba de aire, que se llena con aire comprimido para impedir que el agua y el fango se introduzcan en el cajón. La parte inferior es la cámara de trabajo en la cual se hace la excavación y se construye el pilar. Sobre la cámara están las chimeneas y las cámaras de equilibrio, que permiten la entrada y salida de los obreros y del material, sin que se pierda la presión del aire en la cámara de trabajo.

Los cajones neumáticos permiten un mayor control de la hinca del cajón y se facilita la remoción de las piedras, troncos y otros escombros o despojos que puedan encontrarse debajo de las aristas de penetración. El lecho de cimentación en la roca o en el estrato resistente se puede preparar e inspeccionar mejor.

Los obreros tienen que trabajar bajo una presión que sea suficiente para equilibrar la presión del agua y el fango que rodea al cajón. Esta presión a la que tienen que trabajar los obreros limita la profundidad a que pueden usarse los cajones neumáticos y reduce grandemente el progreso de la hinca del cajón. Hay muchos riesgos en el uso de los cajones neumáticos, por lo que solamente ingenieros y constructores experimentados pueden hacerse cargo de su proyecto y aplicación.

10:10 ANCLAJES

Un anclaje es una forma especial de cimentación profunda proyectada para resistir una fuerza lateral o hacia arriba. Se usa para resistir subpresión hidrostática o para proporcionar soporte a los mamparos anclados, las entibaciones de excavaciones o los tirantes de muros de sostenimiento.

Características generales. Se usan diferentes formas de anclajes: pilotes de anclaje y bloques o muros para resistir empujes, en los suelos y barras de anclaje, en las rocas. Los bloques de anclaje y los muros para resistir empujes son semejantes a las zapatas o muros de sostenimiento. La capacidad de estos anclajes está regida o bien por la capacidad de carga o el empuje de la tierra contra el anclaje o por la resistencia de la masa, la que sea menor. El pilote de anclaje y la barra de anclaje en roca son semejantes a los pilotes de fricción. Sus capacidades están regidas o bien por la fricción lateral o sea el esfuerzo cortante que se desarrolla a lo largo del fuste de anclaje o por la resistencia de la masa, cualquiera que sea la menor de las dos.

Bloques de anclaje. La forma como se desarrolla la resistencia a esfuerzo cortante depende de la profundidad bajo la superficie, figura 10.26. Para bloques poco profundos debe cumplirse $z_2 < 4(z_2 - z_1)$. La forma de distribución del esfuerzo cortante con carga horizontal es parecida a la del empuje pasivo, figuras 8.5 y 8.6.^{10:23} La resultante del empuje de tierras contra la cara del anclaje es aproximadamente el empuje pasivo para toda la profundidad z_2 , menos la resultante del empuje activo en la cara opuesta. (La tracción en los suelos cohesivos debe despreciarse.) Para anclajes pequeños con empuje horizontal, se desprecia la fricción en el muro y se aplica el análisis de Rankine. En los anclajes sometidos a empuje hacia arriba o a fuerzas de tracción, la fricción en el muro actúa hacia arriba y el empuje pasivo es menor que el dado

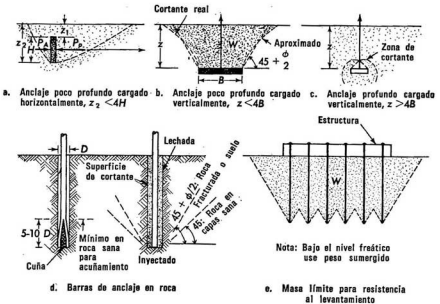


Fig. 10.26 Anclajes en roca y en suelo.

por la fórmula de Rankine. En este caso se obtiene una aproximación adecuada con el análisis de Coulomb.

Para bloques que resistan al levantamiento vertical, la forma de distribución del esfuerzo cortante es el de la figura 10.26b. Esta forma puede aproximarse a un cono o pirámide truncada cuyos lados tienen una pendiente igual a $45 + \phi/2$ con respecto a la vertical, usando el valor de ϕ correspondiente a una prueba triaxial lenta o con drenaje. La resistencia al levantamiento es igual al peso del bloque más el del suelo comprendido en el cono o pirámide antes indicados. La componente vertical de c (esfuerzo cortante sin drenaje) se puede añadir para obtener la resistencia dinámica al levantamiento, pero se desprecia para la carga estática. Por debajo del nivel del agua subterránea se emplea el peso específico del suelo sumergido.

Si la profundidad del anclaje z_2 excede alrededor de 4 veces su altura, $z_2 - z_1$, para cargas horizontales o 4 veces su ancho B , para cargas verticales, entonces el anclaje corta el suelo como si fuera un pequeño cimiento profundo invertido, figura 10.26c. Los datos de un limitado número de ensayos con modelos de anclajes cuadrados en arcilla saturada sometidas a esfuerzo cortante sin drenaje, así como los ensayos de arranque

a escala natural,^{10:24} indican que la resistencia r_0 por unidad de área perpendicular a la fuerza que empuja es similar a la de los cimientos.

$$r_0 = q_0 = cN_c + q' N_q. \quad (9:4a)$$

Para anclajes típicos $N_c = 5$ a 7 , entre los valores para cimentaciones poco profundas y profundas. Esto indica que para otros suelos la ecuación general de capacidad de carga (9:3) con los factores para cimentaciones poco profundas, puede ser una aproximación razonable.

Pilotes y barras de anclaje. Los pilotes de anclaje en suelo y las barras con inyección de cemento en roca, transfieren su carga por esfuerzo cortante a lo largo de sus superficies. La resistencia al levantamiento de los pilotes de anclaje a la subpresión se puede calcular de la misma manera que se calcula la capacidad por fricción en los pilotes que soportan carga; desde luego, la resistencia por la punta no se tiene en cuenta.

La barra de anclaje en roca se coloca profundamente en un agujero perforado en la misma, figura 10.26*d*. Si la roca es fuerte y sana se puede asegurar por medio de cuñas o expansión, como los pernos para roca; en las rocas blandas la barra se agarra inyectando mortero de cemento en el agujero. Se usan varias formas de barras de anclaje: barras lisas con una expansión o con un ensanchamiento que se agarra a la roca por la inyección de mortero de cemento, cables de acero de alta resistencia anclados de manera similar o barras corrientes para refuerzo, inyectando el mortero, en este caso, en la mayor parte de su longitud. La capacidad del anclaje está limitada por dos factores; la resistencia a tracción de la barra y la resistencia de la masa de roca afectada por la barra.

La resistencia al desgarramiento de las cuñas de anclaje y de la expansión depende de la roca, el tamaño del perno y de su disposición y distribución. En roca dura las expansiones de pernos de 2.5 cm de diámetro tienen una capacidad máxima de 10 a 15 toneladas. La capacidad de las barras que se agarran por el mortero de cemento inyectado, depende de la resistencia a esfuerzo cortante entre el mortero y la roca, como de la adherencia o contacto entre la barra y el mortero. En roca blanda la resistencia a esfuerzo cortante entre la roca y el mortero se limita a 2 o 3 kg/cm² y en rocas duras a 7 o 20 kg/cm². Las barras ancladas por inyección de mortero se usan en arena gruesa, grava y roca muy fracturada. La resistencia a esfuerzo cortante entre mortero y suelo es igual a la resistencia a esfuerzo cortante en la superficie lateral del cilindro de mortero.

La capacidad, tanto la de la barra de anclaje como la del pilote, está limitada por la resistencia de la masa de roca que los rodea. La forma de esta masa de roca depende de la forma y distribución de las juntas. Para los suelos no cohesivos y para las rocas con juntas muy próximas, es conservador considerar un cono cuya generatriz forme con

la barra un ángulo igual a $45 - \varphi/2$. Para rocas con juntas más separadas que se solapan es más práctico considerar un ángulo de 45 grados. La capacidad de los anclajes para resistir subpresión está limitada por el peso del cono (peso sumergido cuando está por debajo del nivel freático).

Ensayos. Debido a las incertidumbres que existen en el anclaje de cuñas con respecto a la adherencia y la resistencia del suelo o roca que circunda al anclaje, es esencial hacer ensayos de desgarramiento para proyectar los anclajes con seguridad. Además, es recomendable, para no correr riesgos, probar todos los anclajes con una carga que sea de 1.3 a 1.5 veces la carga de trabajo del anclaje, porque peculiaridades de menor importancia en la estructura del suelo o de la roca, tienen una gran influencia en la capacidad del anclaje.

Después de este ensayo de sobrecarga, se debe retener permanentemente una carga igual a la de trabajo (o una fracción grande de ésta) a manera de preesfuerzo. Esto reduce a un mínimo la deformación del anclaje, deformación que sería perjudicial en estructuras que están sometidas ocasionalmente a subpresión. El preesfuerzo también produce esfuerzos de compresión en el suelo o la roca y aumenta su resistencia (que es una de las funciones que hacen los pernos en la roca).

Sistema de anclaje. La capacidad total de un sistema de anclaje está limitada por el peso de la porción de la masa que pudiera desprenderse cuando todos los anclajes están cargados simultáneamente, figura 10.26e. Para los anclajes que resisten subpresión y que están muy próximos unos de otros, el límite de capacidad es el peso de la masa de suelo penetrada por todos los anclajes. En los anclajes laterales el límite de capacidad es el empuje pasivo de la tierra o la resistencia al deslizamiento de la masa. En las masas que tienen forma irregular la resistencia al deslizamiento de la masa se analiza en igual forma que para la estabilidad de taludes, capítulo 11.

10:11 RECALCE

El recalce es la construcción de una nueva cimentación a una estructura existente. El recalce de una estructura es un trabajo de cimentación muy especializado, en el que el método de construcción tiene que adaptarse a espacios muy limitados para trabajar y a la manipulación de suelos que están soportando cargas. Estos trabajos se hacen solamente por unos pocos constructores muy especializados, calificados por muchos años de experiencia, ya que son trabajos muy críticos y exigen una gran exactitud.^{10:25}

El recalce de una estructura es necesario cuando la cimentación de la misma es incapaz de soportar la estructura con adecuada seguridad o sin

asentamiento excesivo. También es necesario el recalce cuando cambian las condiciones del lugar, como es el caso de la construcción de un nuevo edificio con un basamento profundo adyacente a otro o el de las excavaciones para un ferrocarril subterráneo, lo cual hace inadecuadas las cimentaciones existentes.

Comúnmente se usan dos procedimientos: primero, construcción de nuevas cimentaciones en pequeños pozos excavados debajo de las cimentaciones existentes y segundo, construcción de nuevas cimentaciones adyacentes a la existente transfiriendo la carga de la antigua a las nuevas cimentaciones por medio de vigas de acero.

El método de los pozos (figura 10.17a y c) requiere la excavación de un pequeño agujero debajo de parte de la cimentación existente. Se construye un nuevo cimiento profundo en el agujero o se introducen en el suelo pilotes de tubo por medio de gatos que reaccionan contra la

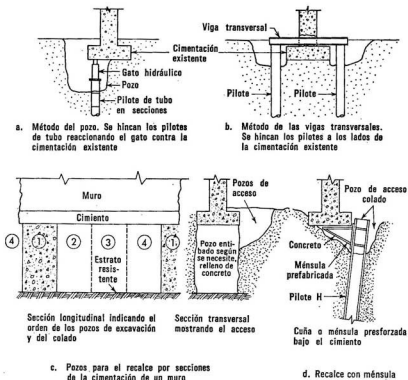


Fig. 10.27 Métodos para el recalce de una cimentación con pilotes. En los casos en que el nuevo estrato de apoyo esté cerca de la superficie se pueden sustituir los pilotes por zapatas profundas o pilares.

cimentación existente. Los tubos en tramos de 60 cm se introducen en el suelo por medio del gato y después se excava el interior usando un cubo pequeño, un chorro de vapor o una barrena. La nueva cimentación se hace por secciones, de manera que la cimentación antigua no se encuentre nunca sin soporte.

El segundo método (figura 10.27*b*) comprende la hinca de pilotes o la construcción de una nueva cimentación, lo más próxima posible a la cimentación antigua. Esto es necesario cuando la cimentación antigua es tan pequeña o débil que es imposible excavar un pozo debajo de ella. Como se dispone de mayor espacio para trabajar es con frecuencia más económico que el método de pozos. La carga se transfiere de la cimentación antigua a la nueva por medio de vigas transversales que se colocan debajo de la cimentación antigua o a través de ella.

Las grapas o abrazaderas fuertemente atornilladas a muescas hechas en el concreto o soldadas a una columna de acero permiten colocar vigas transversales por arriba del cimientto.

En un sistema de ménsulas, figura 10.27*d*, se emplea un pequeño pilar o pilote por perforación, reforzado para resistir el momento flexor. El pilote o pilar se coloca inmediatamente adyacente a la cimentación y termina a 60 cm por debajo de ella. Se construye una ménsula de acero o concreto reforzado debajo de la cimentación antigua y se acuña o presfuerza para que tome la carga. Los miembros de acero se recubren de hormigón después de presforzados para protegerlos de la corrosión.

La transferencia de la carga de la cimentación antigua a la nueva va acompañada de algún asentamiento. Este se puede eliminar colocando gatos que al accionarlos reaccionen contra la cimentación antigua apoyándose en la nueva, hasta que la nueva cimentación soporte toda la carga. El asentamiento se evita manteniendo los gatos hasta que la nueva cimentación se haya deformado por efecto de la carga. Después que el movimiento de la nueva cimentación ha cesado se reemplazan los gatos por cuñas de acero que se recubren posteriormente de concreto. Este método se conoce con el nombre de *Métodos de ensayo previo* para el recalce.^{10:24} Este método desarrollado por Lazarus White en la construcción del ferrocarril subterráneo de Nueva York, ha facilitado el que se pueda construir debajo de las más grandes estructuras sin dañarlas y el conservar monumentos a pesar de los estragos del tiempo, así como el ejecutar nuevas construcciones profundas próximas a las antiguas.

REFERENCIAS

- 10:1 "Data on Pile Drivers and Extractors", L. B. Foster Co., Pittsburgh, 1968.

610 Cimentaciones profundas

- 10:2 W. S. Housel, "Michigan Study of Pile Driving Hammers", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **91**, SM5, septiembre 1965, p. 37.
- 10:3 D. D. Barkan, "Foundation Engineering and Drilling by the Vibration Method", *Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **2**, Londres 1957, p. 3.
- 10:4 L. Bjerrum, "Norwegian Experiences with Steel Piles to Rock". *Geotechnique*, Vol. **7**, 2, junio 1957, p. 73.
- 10:5 J. D. Parsons y S. D. Wilson, "Safe Loads on Dog-Leg Piles", *Transactions, ASCE*, Vol. **121**, 1956, p. 695.
- 10:6 G. G. Meyerhof, "Compaction of Sands and Bearing Capacity of Piles", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **85**, SM6, diciembre 1959.
- 10:7 A. S. Vesic. "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand", *Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke University, Durham, North Carolina, 1967, p. 53.
- 10:8 L. C. Reese y H. B. Seed, "Pressure Distribution Along Friction Piles", *Proceedings, ASTM*, 1955.
- 10:9 H. M. Coyle y L. C. Reese, "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, SM2, marzo 1966.
- 10:10 O. Grillo, "Influence Scale and Chart for Computation of Stresses Due to Point Load and Pile Load", *Proceedings of the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Rotterdam, 1947.
- 10:11 J. Kerisel, "Deep Foundations Basic Experimental Facts", *Proceedings of the Conference on Deep Foundations*, México, 1964, p. 5; también, J. L. Kerisel, "Vertical and Horizontal Bearing Capacity of Deep Foundation in Clay", *Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations*, Duke University, Durham, North Carolina, 1967, p. 45.
- 10:12 V. G. Berезантцев, V. S. Khristoforov y V. N. Golubkov, "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foundations". *Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **2**, París, 1961, p. 11.
- 10:13 G. G. Meyerhof, "Penetration Tests and the Bearing Capacity of Cohesionless Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **82**, SM1, (Separate 866, 1956).

- 10:14 L. Zeevaert, "General Considerations on Problems Related With Pile and Pier Foundations", *Proceedings of the Conference on Deep Foundations*, México, 1964.
- 10:15 W. S. Housel, "Pile Load Capacity, Estimates and Test Results", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, SM4, julio 1966.
- 10:16 T. Ramot, "Analysis of Pile Driving by The Wave Equation", *Foundation Facts*, Raymond Concrete Pile Co., Nueva York, Vol. **3**, 1, Primavera, 1967.
- 10:17 R. D. Chellis, *Pile Foundations*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 2a. ed., 1961.
- 10:18 G. F. Sowers, L. Wilson, B. Martin y M. Fausold, "Model Tests of Friction Pile groups in Homogeneous Clay", *Proceedings of the Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **2**, París, 1961, p. 155; Vol. **3**, p. 261 y 279.
- 10:19 H. Kishida y G. G. Meyerhof, "Bearing Capacity of Pile Groups Under Eccentric Load in Sand", *Proceedings of the Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **2**, Montreal, 1965, p. 270.
- 10:20 L. C. Reese, and Hudson Matlock, "Non-Dimensional Analysis For Laterally Loaded Piles With Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", *Proceedings of the Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, University of Texas, Austin, 1956.
- 10:21 R. D. Chellis, "Finding and Fighting Marine Borers", *Engineering News Record*, marzo 4, marzo 18, abril 1, abril 15, 1948.
- 10:22 Concrete Piles, Portland Cement Association, Chicago.
- 10:23 G. P. Tschebotarioff, "Retaining Structures", capítulo 5, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.
- 10:24 G. G. Meyerhof y J. I. Adams, "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. **5**, 4, noviembre 1968.
- 10:25 E. A. Prentis y L. White, *Underpinning*, 2a. ed., Columbia University Press, Nueva York, 1950.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

- ✓ 1. W. C. Teng, Foundation Design, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J., 1962.

612 Cimentaciones profundas

2. A. B. Carson, *Foundation Construction*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1965.
3. J. H. Thornley, *Foundation Design and Practice*, Columbia University Press, Nueva York, 1959.
- ✓4. G. A. Leonards et al., *Foundation Engineering*, McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York, 1962.

PROBLEMAS

- 10:1 Prepare una tabla que contenga: el diámetro en la punta, el área en la punta y el área lateral de los 3.00 m del extremo inferior de pilotes de diferentes tamaños de concreto, acero y madera. Consulte los catálogos de los diferentes contratistas de hinca de pilotes y de los fabricantes de pilotes de madera y acero.
- 10:2 Un pilote de madera que tiene un diámetro en la punta de 20 cm y en la cabeza de 35 cm y una longitud de 10.70 m, se hincó en un suelo de arena suelta seca que pesa 1,715 kg/m³ y tiene un ángulo de fricción interna de 32°. Calcular la capacidad de carga.
- 10:3 Un pilote de acero 10BP57 de 12.20 m de largo se hincó en una arcilla saturada que pesa 1,760 kg/m³ y cuya cohesión cuando está inalterada es de 1 kg/cm² y cuando está reamasada de 0.5 kg/cm². Calcular la fricción lateral suponiendo: 1) que se produce sobre la superficie total del pilote y 2) que se produce en el rectángulo que circunscribe el pilote. Teniendo en cuenta cuál de estos dos valores rige, calcular la resistencia por la punta para el área bruta del rectángulo que circunscribe al pilote o el área neta del pilote. (Use el valor de c inalterada para la resistencia por la punta y el de c reamasada para la fricción lateral.)
- 10:4 Un tubo de 35 cm de diámetro exterior y 45.50 m de largo con el extremo inferior plano, se hincó en un depósito profundo de arcilla que tiene las características siguientes:

Profundidad, m	c kg/cm ²	Peso kg/m ³
0-12.0	0.8	1920
12.0-33.5	0.25	1680
33.5-42.5	0.45	1760
42.5-55.0	1.7	2090

El nivel freático está al nivel de la superficie del terreno.

- a) Calcular la capacidad de carga.
 - b) Si 25 de estos pilotes se hincan formando un grupo, determinar la separación mínima entre ellos para que la capacidad del grupo no sea inferior a la suma de las capacidades individuales de los pilotes.
- 10:5 Un martillo de vapor que pesa 1,360 kg (3,000 lb) cayendo de 73.5 cm (29 plg) se usó para hincar un pilote de concreto prefabricado de sección cuadrada de 30 cm de lado y 12.20 m de longitud. El rebote total es de 0.76 cm por golpe y la resistencia a la hincia es de 4 golpes por 2.5 cm. El coeficiente de restitución se estima que es 0.40 y el valor de c_1 es 0.5 cm.
- a) Calcular la capacidad de carga de trabajo por la fórmula de Hiley usando un factor de seguridad de 2.
 - b) Calcular la capacidad de carga de trabajo por la fórmula Engineering News.
 - c) ¿Cuánto difieren ambos valores y por qué?
- 10:6 Un martillo de vapor que pesa 455 kg (1,000 lb) y cuya maza cae de 90 cm (3 pies) de altura se usa para hincar pilotes de madera. Calcular la resistencia dinámica por la fórmula Engineering News si el pilote penetra 1.25 m en cada uno de los últimos golpes de martillo.
- 10:7 Calcular la capacidad de carga de trabajo, de un pilote de tubo de 27.3 de diámetro exterior, de 6.35 mm de espesor de pared y de 13.75 m de longitud que se ha hincado en arena con un martillo de vapor cuya maza pesa 2,270 kg y 91.5 cm de recorrido. El rebote medido fue de 0.76 cm por golpe y la penetración neta de 1 cm por golpe. La eficiencia del martillo es 0.75 y el coeficiente de restitución del martillo contra el sombrerete del pilote se estima en 0.80 y c_1 es 0.25 cm.
- a) Calcular la carga admisible usando la fórmula de Hiley con un factor de seguridad de 2.
 - b) Calcular la carga admisible usando la fórmula Engineering News.
 - c) ¿Cuál da la mayor carga de seguridad y por qué?
- 10:8 Un pilote de acero H de 25.4 por 25.4 cm y de 85 kg/m fue sometido a un ensayo de carga con el siguiente resultado:

Carga, kg	Asentamiento, cm	Carga, kg	Asentamiento, cm
18200	0.32	72800	1.43
36400	0.64	91000	2.07
54600	0.96	109200	3.81

614 Cimentaciones profundas

- a) Hallar la carga admisible en el pilote con un factor de seguridad de 2.
 - b) ¿Qué parte de los asentamientos indicados arriba se pueden atribuir a acortamiento elástico del pilote, si se supone que el pilote es resistente por la punta? Suponga que la longitud del pilote es de 9.15 m.
- 19:0 Una máquina que pesa 1,135 toneladas se va a cimentar en pilotes. Si se emplean pilotes de madera y se cargan a 18.2 t deben tener 12.20 m de longitud y si se emplean pilotes de tubo de acero cargándolos a 45.5 t deben tener 15.25 m de longitud. ¿Qué cimentación será más barata si el precio por metro del pilote hincado es para el de madera \$7.40 y para el tubo de acero \$16.40?
- 10:10 Un anclaje está formado por un pilote vertical a tracción y un pilote inclinado con la pendiente de 3:1. Ambos pilotes tienen 21.30 m de longitud. Calcular la carga en cada pilote si la carga horizontal es de 9.1 toneladas. Suponga que los pilotes están articulados en ambos extremos.
- 10:11 Prepare un informe describiendo un trabajo de construcción con pilotes o cajón, incluyendo los siguientes puntos:
- 1. Perfil del suelo.
 - 2. Razones que justifiquen la selección de cajones o pilotes.
 - 3. Equipos.
 - 4. Descripción de las características más importantes de los pilotes y de su construcción.
 - 5. Ensayos, si se hacen.
- 10:12 Un pilote cajón de 90 cm de diámetro, de concreto de 400 kg/cm², se introdujo por perforación 60 cm en una formación de arenisca estratificada horizontalmente y con juntas próximas. Un ensayo a compresión sin confinar de una muestra intacta de la arenisca falló con 350 kg/cm². El ángulo del plano de falla α era 65 grados.
- a) Determinar la carga admisible del cajón.
 - b) Si el espaciamiento de las juntas fuera 1.80 por 1.80 m ¿cual sería la carga admisible?
- 10:13 Para el perfil del suelo y las cargas descritas en el problema 9:17 sugiera distintos tipos de cimentaciones profundas incluyendo las ventajas y las desventajas de cada una. ¿Cuál es la que usted seleccionaría y por qué usted piensa que es la mejor?
- 10:14 Un tubo con el extremo cerrado de 27.3 cm de diámetro y de 18.30 m de longitud se hincó en una formación homogénea

de arena de 24 m de espesor, debajo de la cual se encuentra un estrato de arcilla compresible de 3 m de espesor. La arena pesa $1,763 \text{ kg/m}^3$ por arriba del nivel freático y $2,983 \text{ kg/m}^3$ por abajo. El ángulo de fricción interna de la arena es 36° y la compacidad relativa 62 por ciento. El agua subterránea está a 4 m de profundidad. La arcilla saturada pesa $1,715 \text{ kg/m}^3$ tiene una relación de vacíos de 1.38 y un índice de compresión de 0.63. Está normalmente consolidada. Debajo de la arcilla hay más arena.

- a) Calcular la capacidad de carga admisible del pilote, suponiendo que se introdujo en el suelo con chiflón de agua hasta la profundidad de 12.20 m y después se hincó.
- b) Calcular la capacidad de carga admisible suponiendo que el pilote se introdujo totalmente por hinca.
- c) Calcular el aumento de esfuerzo por debajo de un solo pilote y el asentamiento, suponiendo que el pilote fue hincado. La carga en el pilote es de 18.20 toneladas métricas.
- d) Calcular el aumento de esfuerzo debido a 9 de estos pilotes hincados a 90 cm de separación centro a centro y el asentamiento resultante en la arcilla, cada pilote soporta 18.20 toneladas métricas.

Estabilidad de las masas de tierra

En una ladera de suave pendiente surcada por empinadas cañadas se proyectó una gran urbanización. Para la construcción de los caminos y para disponer de áreas para las edificaciones, fue necesario hacer cortes en la ladera siguiendo las curvas de nivel. El material extraído de las excavaciones se utilizó para rellenar las cañadas y para ampliar los terraplenes de los caminos construidos a media ladera, con objeto de disponer de mayores áreas, prácticamente a nivel, donde edificar. Se construyeron alcantarillas debajo del relleno en los lugares bajos, de manera que los terraplenes no embalsaran las aguas de las cañadas que estaban más altas que los caminos.

Los rellenos se colocaron bajo una estricta supervisión y los ensayos demostraron que se habían compactado hasta obtener el peso específico señalado. Casi estaban terminados los edificios, cuando en uno de ellos se presentaron graves grietas. El edificio estaba ubicado en el lado del terraplén del camino y sus zapatas se apoyaban en el lugar donde el relleno era más profundo y justamente arriba de un antiguo manantial. El administrador de las obras notificó al contratista que el agrietamiento era causado, aparentemente, por la consolidación del relleno, cuya compactación había sido defectuosa; ordenándole el recalce del edificio a su costa. Afortunadamente la naturaleza anduvo más aprisa que las cartas que dirigiera el administrador. Las grietas se abrieron rápidamente y una parte del terraplén, incluyendo la mitad del edificio, se deslizó hacia abajo y hacia afuera entre 1.5 y 2.5 m.

El agrietamiento del edificio no fue causado por una pobre compactación del relleno, sino por un deslizamiento. El suelo virgen estaba constituido por vetas alternadas de arcilla resistente y de arena, en capas horizontales. Antes de ejecutarse las obras, el agua de los terrenos más altos situados fuera de la urbanización se filtraba continuamente a través de las

vetas de arena y las cañadas servían de desagüe a esas filtraciones, hasta que fueron rellenadas. La arcilla impermeable del relleno actuó como una presa en cada veta de arena, haciendo que la presión del agua aumentara hasta que la arena ya no pudo soportar el esfuerzo cortante impuesto por el terraplén. La solución fue quitar el relleno y colocar una capa de drenaje de arena limpia en los lados de las cañadas para aliviar el aumento de presión del agua.

Cuando porciones de grandes masas de tierra se separan y se mueven, el resultado es generalmente espectacular y a menudo desastroso. Tremendos deslizamientos de tierra han enterrado ciudades enteras y represado ríos; los deslizamientos en excavaciones abiertas han sido la causa de que se abandonaran canales, carreteras y ferrocarriles; la rotura de diques en períodos de grandes crecientes ha producido la inundación de terrenos de cultivo y arrojado a los habitantes de sus casas y las presas de tierra que han fallado han producido tremendas oleadas de agua que han arrasado los valles dejando a su paso muerte y destrucción.

11 : 1 ANALISIS DE LA ESTABILIDAD

La seguridad de una masa de tierra contra falla o movimiento es lo que se llama su *estabilidad* y debe considerarse no sólo en el proyecto de estructuras de tierra sino también en la reparación y corrección de las que han fracasado. Los proyectos de los taludes de los cortes abiertos y la sección transversal de los terraplenes, diques y presas de tierra, están basados principalmente en los estudios de estabilidad, a menos que el proyecto sea tan pequeño que se puedan tolerar las fallas ocasionales. Cuando ocurren los fracasos, ya sean deslizamientos o corrimientos, o hundimientos, es necesario hacer estudios de estabilidad para determinar la causa de la falla y poder indicar su corrección y el mejor método para prevenir dificultades futuras.

Causas de los movimientos de las masas de tierra. Las fallas de las masas de tierra tienen una característica común: hay un movimiento de una gran masa de suelo a lo largo de una superficie más o menos definida, como se indica en la figura 11.1. En la mayoría de los casos la masa de tierra permanece intacta durante las primeras etapas del movimiento, pero finalmente se deforma y rompe en pedazos, a medida que el movimiento progresa. Algunas fallas ocurren bruscamente con un ligero aviso o ninguno, mientras que otras se producen pausadamente después de anunciar su intención por un asentamiento lento o por la formación de grietas.

El movimiento ocurre cuando la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es excedida por los esfuerzos cortantes que se producen en una su-

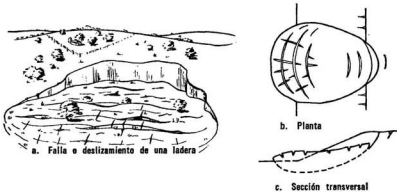


Fig. 11.1 Falla de una masa de tierra por deslizamiento.

perficie relativamente continua. Las fallas localizadas en un solo punto de la masa de tierra no indican, necesariamente, que la masa sea inestable. La inestabilidad sólo se produce como resultado de la falla por esfuerzo cortante en una serie de puntos que definen una superficie, a lo largo de la cual se produce el movimiento. Es difícil determinar la causa de muchos movimientos de masas de tierra. Realmente cualquier cosa que produzca una disminución de la resistencia del suelo o un aumento de los esfuerzos en el suelo, contribuye a la inestabilidad y deben tomarse en consideración, tanto en el proyecto de las estructuras de tierra como en la corrección de las fallas. La tabla 11.1 sirve de guía para analizar la estabilidad.

TABLA 11 : 1 CAUSAS DE LA INESTABILIDAD

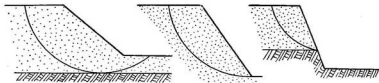
Causas que producen aumento de esfuerzos	Causas que producen disminución de resistencia
1. Cargas externas como edificios, agua o nieve.	1. Expansión de las arcillas por adsorción de agua.
2. Aumento del peso de la tierra por aumento de la humedad.	2. Presión de agua intersticial (esfuerzo neutro).
3. Remoción por excavación de parte de la masa de tierra.	3. Destrucción de la estructura, suelta o de panal, del suelo por choque, vibración o actividad sísmica.
4. Socavaciones producidas por perforaciones de túneles, derrumbes de cavernas o erosión por filtraciones.	4. Fisuras capilares producidas por las alternativas de expansión y retracción o por tracción.
5. Choques producidos por terremotos o voladuras.	5. Deformación y falla progresiva en suelos sensibles.
6. Grietas de tracción.	6. Deshielo de suelos helados o de lentes de hielo.
7. Presión de agua en las grietas.	7. Deterioro del material cementante.
	8. Pérdida de la tensión capilar por secamiento.

La falla puede ser el resultado de cualquiera de estos factores, aislados o combinados. La mayoría son independientes, pero algunos pueden estar relacionados entre sí. Por ejemplo, la deformación progresiva en las arenas sueltas saturadas causa un aumento en el esfuerzo neutro con la correspondiente pérdida de resistencia y posiblemente la rotura o colapso de la estructura del suelo. El número de las combinaciones posibles de los factores que conducen a la inestabilidad de vértigo: $15!$ ó 1,307,674,368,000. El efecto del agua es vital: la presión del agua o los cambios en el agua forman parte de 10 de los 15 factores que están en la lista.

En los casos en que las fallas producen daños a la propiedad o pérdida de vidas se llama, frecuentemente, al ingeniero para que determine la causa de la falla. En la mayoría de los casos existen simultáneamente varias causas y tratar de decidir cuál produjo finalmente la falla no es solamente dificultoso, sino que es también inexacto. A menudo el factor que finalmente puso en movimiento la masa de tierra no es más que el disparador, puesto que ya estaba al borde de fallar. Llamar al factor final la *causa* es lo mismo que decir que el fósforo que encendió la mecha del cartucho de dinamita que destruyó el edificio, es la causa del desastre.

Estabilidad de los taludes. Entre las más corrientes fallas de masas de tierra están las que se producen por taludes inestables. La gravedad en la forma del peso de la masa del suelo y del agua que pudiera estar sobre ella, es la fuerza principal que tiende a producir la falla, mientras que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo es la principal fuerza resistente. La superficie de falla tiene la forma de la concavidad de una cucharita de café o de la mitad de un huevo que se haya cortado longitudinalmente, con el extremo menor en la parte superior del talud y el más ancho en la parte inferior, como se muestra en la figura 11.1.

La falla ocurre corrientemente en una de las tres formas que se representan en la figura 11.2. La *falla de base o profunda* se produce en arcillas blandas o que tengan numerosas vetas blandas. La parte superior del talud se cae dejando un escarpe vertical mientras que el terreno a



a. Falla de base o profunda b. Falla de pie de talud c. Falla de talud o de frente

Fig. 11.2 Tipos de fallas aproximadamente circulares.

nivel situado más allá del pie del talud se levanta en comba. La falla de *pie de talud*, se produce en taludes de gran pendiente y en suelos que tienen un ángulo de fricción interna apreciable. La parte superior del talud cae formando frecuentemente una serie de escalones, mientras que el terreno situado cerca del extremo inferior del talud se comba hacia afuera cubriendo el pie del talud. La *falla de talud o de frente* es un caso especial de la falla de pie de talud en el que la presencia de un estrato duro limita la extensión de la superficie de falla.

También se presentan otras formas de falla. Si hay zonas o superficies de una pronunciada debilidad, éstas pueden definir una parte de la superficie de falla. Si hay grandes fuerzas externas, éstas distorsionan la superficie de falla.

Análisis por tanteos. El análisis de la estabilidad de un talud es un problema de equilibrio plástico. Cuando la masa está a punto de fallar, las fuerzas que producen el movimiento han llegado a ser iguales a la resistencia que opone la masa a ser movida. Un ligero aumento en las fuerzas es suficiente para producir una continua deformación, como se explicó en el capítulo 7. Debido a la geometría irregular de la masa y al complejo sistema de fuerzas que hay en cualquier problema real, los métodos de análisis directo, como los que se usan para el empuje de tierras, rara vez son aplicables. En vez de esto, es mucho más provechoso emplear un sistema de tanteo para determinar el factor de seguridad en un proyecto tentativo o la falla potencial en un talud existente.

Primero se supone una superficie de falla potencial y se calcula la resistencia al esfuerzo cortante que actúa a lo largo de esa superficie; después se determinan las fuerzas que actúan en el segmento de suelo limitado por la superficie de falla y posteriormente se calcula el factor de seguridad de ese segmento en la forma siguiente:

Seguridad contra rotación:

$$F_m S = \frac{\text{momento resistente}}{\text{momento que produce la falla}} \quad (11:1a)$$

Seguridad contra traslación (movimiento en línea recta):

$$F_t S = \frac{\text{fuerzas que se oponen al movimiento}}{\text{fuerzas que producen el movimiento}}; \quad (11:1b)$$

Si se prueban numerosos segmentos, aquel en que el factor de seguridad hallado sea menor, será teóricamente el verdadero factor de seguridad de la masa de suelo. Sin embargo, en la práctica, el menor factor de seguridad se halla analizando unos cuantos segmentos bien seleccionados de posible falla y esto es suficientemente exacto.

Generalmente se considera que las fuerzas que producen el movimiento incluyen la inercia, la gravedad y todas las cargas externas. Las que se oponen o resisten el movimiento incluyen la resistencia del suelo y otras fuerzas a lo largo de la superficie potencial de movimiento.

Análisis con un arco de circunferencia (método sueco). El ingeniero sueco K. E. Petterson fue el primero que sugirió un método general de análisis de estabilidad de taludes, como resultado de los estudios de los deslizamientos en el puerto de Gotemburgo. La superficie de deslizamiento se representa por un segmento de la superficie de un cilindro, que en sección transversal es un arco de circunferencia (figura 11.3). El momento de vuelco M_o por metro de ancho de talud, con respecto al centro

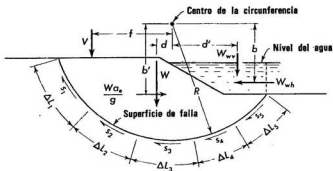


Fig. 11.3 Análisis por el método sueco del movimiento de una masa de tierra.

de la circunferencia es la suma algebraica de los momentos debidos al peso de la masa W , las componentes horizontal y vertical de la presión del agua (si el talud está inundado) actuando en la superficie del talud, W_{wh} y W_{wv} y cualquier otra fuerza externa que actúe sobre la masa, V . (Momento motor.)

$$M_o = Wd - W_{wh}b - W_{wv}d' + Vf + \frac{W a_g b'}{g}. \quad (11:2a)$$

En esta expresión, b , b' , d , d' y f son las distancias respectivas de los centroides de los pesos o de las líneas de acción de las fuerzas con respecto al centro de la circunferencia. El momento resistente lo proporciona la resistencia del suelo. Si la resistencia a esfuerzo cortante es s , en cada segmento de arco ΔL , cuyo radio es R , el momento resistente por cada metro de ancho de talud es:

$$M_r = R \sum s \Delta L = R(s_1 \Delta L_1 + s_2 \Delta L_2 + \dots). \quad (11:2b)$$

624 Estabilidad de las masas de tierra

4. El momento producido por el peso es:

$$113160 \times 3.10 = 350800 \text{ kgm.}$$

5. La fuerza resultante de la presión del agua en la grieta, P , es:

$$\frac{1.50 \times 1000 \times 1.50}{2} = 1125 \text{ kg por m.}$$
 Esta fuerza actúa horizontalmente a 3.30 m del centro del arco; $M = 3710 \text{ kgm.}$

6. El momento total que tiende a producir el vuelco es: $350800 + 3710 = 354510 \text{ kgm.}$

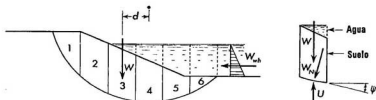
7. El factor de seguridad es:

$$FS = \frac{1597000}{354510} = 4.5.$$

Método de las dovelas o rebanadas. Para calcular la estabilidad de los taludes en suelos cuya resistencia depende del esfuerzo normal, es necesario calcular el esfuerzo normal efectivo a lo largo de la superficie de falla. No se dispone de una solución rigurosa para los esfuerzos normales, pero el método de las dovelas, desarrollado por Fellenius,^{11:2} ha comprobado que es suficientemente aproximado para estos cálculos.^{11:3}

La zona de falla se divide en rebanadas verticales como se muestra en la figura 11.5; no es necesario que todas tengan el mismo ancho y para facilitar los cálculos se hace que sus límites coincidan con las intersecciones de la circunferencia con los estratos de suelo por abajo y con el paramento del talud por arriba. Al hacer el análisis se considera que cada rebanada actúa independientemente de las colindantes: no se desarrolla esfuerzo cortante entre ellas y las presiones normales en cada lado de la dovela producidas por las colindantes son iguales.

La fuerza vertical que actúa en cada rebanada, W , incluye el peso del suelo más el del agua directamente arriba de ella; también incluye el peso



a. Segmento circular dividido en dovelas

b. Fuerzas que actúan en la dovela

Fig. 11.5 Método de las dovelas o rebanadas para el análisis por falla circular de taludes de suelos cuya resistencia depende de la presión normal.

de cualquier carga externa, como una estructura. La fuerza neta o efectiva que actúa hacia abajo en la parte curva de la rebanada, es el peso total menos la fuerza hacia arriba debida al esfuerzo neutro, $W' = W - U$. La fuerza hacia arriba U , se halla multiplicando el esfuerzo neutro u (que se calcula por la red de flujo, como se explicó en el capítulo 4) por el ancho de la dovela.

Si la rebanada es suficientemente estrecha, la curva inferior se puede substituir por una línea recta que forme el ángulo ψ con el eje horizontal. La componente de la fuerza vertical normal al plano, $W'N$ se calcula por la expresión $W'_N = W' \cos \psi$. La resistencia a esfuerzo cortante en ese segmento de arco se puede expresar en la forma siguiente:

$$p' \tan \varphi', \quad (3:32a)$$

$$s = c' + \frac{W'_N}{\Delta L} \tan \varphi'. \quad (11:4)$$

El momento resistente total de todos los segmentos de arco se halla, como anteriormente, por la ecuación 11:2b.

El momento de vuelco se puede hallar, como se indicó anteriormente, por la ecuación 11:2a. El momento de las fuerzas verticales es la suma algebraica de los momentos del peso total W de cada una de las dovelas con respecto al centro de la circunferencia, W_d . A este momento hay que añadir, algebraicamente, los momentos totales de la componente horizontal de la presión del agua sobre el talud y de la presión del agua en las grietas.

Se han hecho muchas variaciones y refinamientos de éste método básico. Aunque ninguno es riguroso, se ha comprobado que son suficientemente exactos para el análisis y proyecto.

Para hacer el análisis es necesario tantear un gran número de posibles superficies de falla; la que tenga el factor de seguridad menor será la superficie más crítica, esto es, la superficie en la cual es más probable que ocurra la falla. La forma tabular o la computadora digital son las indicadas para resolver los problemas cuando se emplea esta forma de análisis, a las cuales se adapta bien.^{11:6} Se fija una cuadrícula donde se sitúan los centros de las posibles circunferencias de falla y se establece un rango de valores para los radios de las circunferencias correspondientes a cada centro. Una computadora puede dejar impreso directamente, todos los factores de seguridad o solamente el mínimo (y su radio) para cada centro de circunferencia. Si se dibujan curvas uniendo los centros de las circunferencias que tienen iguales factores de seguridad mínimo, como si fueran curvas de nivel, figura 11.6, se puede determinar la ubicación de la circunferencia más crítica (es posible más de una circunferencia en masas no homogéneas) y el factor de seguridad mínimo.

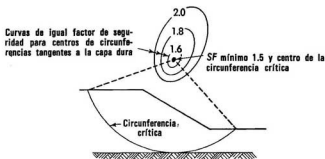


Fig. 11.6 Método para localizar el centro de la circunferencia crítica por las curvas que tienen igual factor de seguridad.

Esfuerzos debidos a los terremotos. La aceleración horizontal de un terremoto, a_e , comunica a la masa una fuerza momentánea, Wa_e/g . Una forma aproximada de tener en cuenta su efecto, es añadir esta fuerza de inercia multiplicada por su brazo al momento motor. El verdadero efecto es menos crítico, porque la aceleración es momentánea. Un análisis más exacto, como el propuesto por Newmark,^{11,17} considera la deformación producida y sus efectos.

Agrietamiento en la cima del talud. Como se explicó en el capítulo 8, la parte superior de un talud en un suelo cohesivo está en un estado de tracción. Por el efecto continuado de esta tracción se producen grietas verticales que destruyen parte de la resistencia a esfuerzo cortante y que pueden contribuir a la falla, si se llena de agua. La profundidad, d , de las grietas de tracción es, aproximadamente:

$$d = \frac{2c}{\gamma} \quad (11:5)$$

El suelo situado por arriba de este nivel no contribuye al momento resistente del arco de falla, como se indica en el ejemplo 11:1 y si la grieta se llena de agua, la presión del agua contribuye al momento de vuelco.

Efectos de la sumersión y de la filtración. La sumersión de un talud tiene tres efectos: Primero, el peso del segmento circular se aumenta por el peso del agua arriba del talud y por el mayor peso específico del suelo, lo cual aumenta el momento motor. Segundo, este aumento está más que compensado por el momento resistente de la presión horizontal del agua. Tercero, el esfuerzo neutro aumenta en la superficie de falla, dependiendo su valor de la red de flujo que se produzca y compensa mucho de lo que se gana en resistencia por el peso adicional del suelo y por el peso

del agua. El resultado final es que el talud sumergido tiene generalmente un factor de seguridad mayor que el mismo talud sin estar sumergido.

Cuando el nivel del agua en que está sumergido el talud desciende tan rápidamente que el esfuerzo neutro dentro del talud no puede ajustarse al nuevo nivel del agua, se produce lo que se llama *desembalse rápido*. El momento debido a la presión horizontal del agua, que ayudaba al momento resistente, se reduce; el peso del suelo y del agua también se reducen, pero el esfuerzo neutro no cambia grandemente. El resultado es que el factor de seguridad cae bruscamente, llegando a ser corrientemente inferior al del talud no sumergido. Esto es, frecuentemente, la condición más crítica en el proyecto del paramento aguas arriba de una presa de tierra.

Las filtraciones a través del suelo hacia el paramento del talud se producen por un exceso de esfuerzo neutro dentro de la masa de suelo y dan como resultado un descenso en la resistencia del suelo y un factor de seguridad menor, comparado con el del mismo talud sin filtraciones. Esta condición es a menudo crítica en las excavaciones profundas, en los cortes para carreteras o ferrocarriles, en el paramento aguas abajo de las presas de tierra y en los taludes naturales.

Taludes en arcillas homogéneas blandas. El caso especial de un talud uniforme en una arcilla homogénea blanda cuya resistencia a esfuerzo cortante dada por la relación $s = c$, se puede resolver analíticamente y los resultados se pueden presentar en la forma de un número adimensional m que se llama *coeficiente de estabilidad*. El coeficiente de estabilidad depende solamente del ángulo del talud, β y del *factor de profundidad*, n_d , que es la razón entre la profundidad de un estrato duro y denso, medida desde la parte superior del talud y la altura del talud. La altura del talud, H_c , a la que se producirá la falla, está dada por la relación:

$$H_c = \frac{c}{m\gamma}, \quad (11:6a)$$

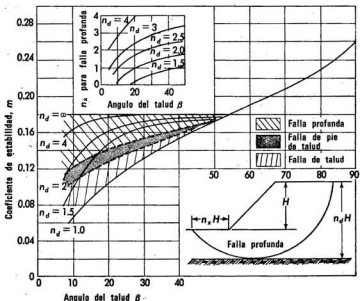
y el factor de seguridad de un talud de altura H , está dado por:

$$SF = \frac{c}{mH\gamma}^*. \quad (11:6b)$$

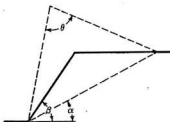
Se ha preparado un ábaco (figura 11.7a) que contiene la relación del coeficiente de estabilidad con el ángulo del talud y el factor de profundidad que está basado en los resultados de los estudios de D. W. Taylor.

En el ábaco se puede observar que la falla de pie de talud se produce en todos los taludes que tengan pendientes superiores a 53° . La posición del centro de la circunferencia de falla se puede hallar por el gráfico

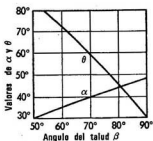
* Este *no* es el mismo factor de seguridad que se halla por la ecuación 11:3, sino que es el factor de seguridad con respecto a la cohesión.



a. Abaco del coeficiente de estabilidad



b. Centro de la circunferencia crítica de pie de talud



c. Angulos para situar el centro de la circunferencia crítica de pie de talud

Fig. 11.7 Abaco para hallar la estabilidad de taludes y la localización de la circunferencia crítica, en suelos homogéneos de arcilla saturada en cortante sin drenaje $\varphi = 0$. (Según D. W. Taylor y W. Fellenius).

(figura 11.7c) desarrollado por W. Fellenius,^{11,12} un ingeniero sueco que fue el iniciador de los análisis de estabilidad de taludes. Para ángulos de taludes inferiores a 53° , se pueden presentar tres posibilidades de falla, que dependen de n_d . Cuando n_d es igual o mayor que 3, se producirá una falla profunda, con la superficie de falla tangente al estrato duro y cuyo

centro está por arriba del punto medio del talud. Para valores de n_d entre 1 y 3 se pueden producir fallas de pie de talud, profundas o de talud, según sea la pendiente del talud. Para valores de n_d menores que 1, solamente se pueden producir fallas de talud. Las diferentes posibilidades de falla y los factores de estabilidad se pueden determinar directamente por el ábaco.

Ejemplo 11:2

Hallar el factor de seguridad de un talud de 30° de inclinación de un terraplén de 18.30 m de altura; la roca se encuentra a 12.20 m por debajo de la base del terraplén. El suelo pesa 1920 kg/m^3 y la resistencia al esfuerzo cortante es $s = 2.35 \text{ kg/cm}^2$.

1. $n_d = \frac{18.30 + 12.20}{18.30} = 1.67.$
2. $m = 0.17$ tomado del ábaco.
3. $FS = \frac{23500}{0.17 \times 1920 \times 18.30} = 3.9.$

Taludes en suelos homogéneos cohesivos. Se ha hecho un estudio analítico similar del caso especial de un talud uniforme en suelo homogéneo cuya resistencia a esfuerzo cortante se puede expresar por:

$$s = c' + p \tan \phi' \quad (3:37)$$

En la figura 11.8 se muestra un ábaco para hallar el coeficiente de estabilidad para diferentes valores del ángulo β del talud.^{11:18} Todas las fallas son de pie de talud, a menos que se presente un estrato duro por arriba del pie del talud. En esos casos la altura del talud debe medirse desde la parte superior del talud hasta el nivel del estrato duro.

Taludes en suelos homogéneos no cohesivos. Los taludes de arena fallan por deslizamientos paralelos al talud en vez de en superficies curvas. Cada grano de arena se puede considerar como un bloque que descansa en un plano inclinado que tiene la pendiente β del talud. Cuando el ángulo del talud es superior al ángulo de fricción de arena contra arena (el ángulo de fricción interna), el grano de arena resbala por el talud. La mayor pendiente que se puede alcanzar en un talud de arena es la correspondiente al ángulo de fricción interna de la arena. Generalmente este ángulo es el valor mínimo de ϕ , ya que cerca de la superficie la arena suele estar suelta. El *ángulo de reposo* de la arena es el que forma una pila de arena cuando ésta se descarga por medio de un embudo y es prácticamente igual al ángulo de fricción interna de la arena, cuando está suelta.

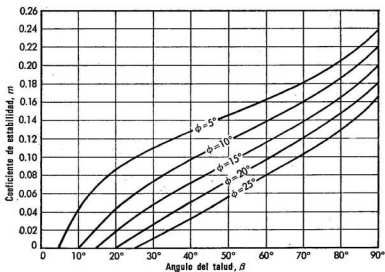


Fig. 11.8 Abaco para hallar la estabilidad de taludes en suelos homogéneos de arcillas parcialmente saturadas y similares. (Según D. W. Taylor).

Estabilidad de los bloques. En muchos casos la presencia de estratos extremadamente blandos o estratos debilitados por el esfuerzo neutro, la falla se produce por traslación o movimiento en línea recta en el plano de debilitamiento, en vez de rotación en una superficie cilíndrica circular. Esto ocurre a menudo cuando las presas de tierra se cimientan en depósitos estratificados, ya que la fuerza horizontal del agua actúa paralelamente a los posibles planos de falla.

El procedimiento para determinar la estabilidad es, esencialmente, de tanteo. Se selecciona un posible plano de falla (usualmente un estrato débil) y se fijan arbitrariamente los límites verticales ab y cd (figura 11.9).

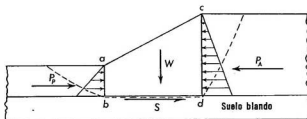


Fig. 11.9 Análisis del deslizamiento de bloque de un talud.

La cuña *abdc* está sometida a las fuerzas siguientes: su propio peso *W*, el empuje activo de la tierra *P_A* a la derecha y el empuje pasivo *P_P* a la izquierda. La resistencia a esfuerzo cortante a lo largo del plano de falla *bd* contrarresta el desbalance de fuerzas que actúan en el bloque. Si la fuerza cortante total es *S*, el factor de seguridad *FS* está dado por la expresión:

$$SF = \frac{S}{P_A - P_P} \quad (11:7)$$

En el caso de presas de tierra, debe añadirse la presión del agua al empuje activo efectivo de la tierra que causa el movimiento. Cuando se presentan vetas finas horizontales en suelos no cohesivos, debe calcularse el esfuerzo neutro para determinar la resistencia efectiva y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

En los problemas de estabilidad en suelos agrietados o rocas con juntas hay que tener en cuenta que existen múltiples planos de debilitamiento con diferentes direcciones y no pueden por lo tanto, ser analizados por la simple representación bidimensional de una sección transversal, como en la figura 11.9. En estos casos el deslizamiento se produce en dos planos que se intersectan y en una dirección paralela a su intersección. En un sistema tridimensional las fuerzas se tratan mejor por vectores.

Resistencia al esfuerzo cortante para el análisis. La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo varía grandemente, de acuerdo con el medio ambiente y, particularmente, con el grado de saturación, con el esfuerzo efectivo y sus cambios debidos a las variaciones del esfuerzo neutro y con los efectos de la deformación progresiva. La saturación destruye la tensión capilar y es la causa de que se creen esfuerzos neutros cuando se aplican cargas rápidamente. Por consiguiente, si las condiciones ambientales indican que hay alguna posibilidad de que el suelo se sature, debe emplearse en el análisis la resistencia a esfuerzo cortante en ese estado.

El esfuerzo efectivo depende de la velocidad de aplicación de la carga comparada con la velocidad de drenaje dentro del suelo. Si las cargas se aplican al suelo rápidamente, como en el caso de la construcción rápida de una gran terraplén, debe usarse la resistencia del suelo sin drenaje. Si las cargas se aplican lentamente, la resistencia sin drenaje será segura, pero la resistencia con drenaje tomando en consideración el esfuerzo neutro, será más económica. Para excavaciones y taludes naturales que están expuestos a la intemperie por un largo período de tiempo, es necesario emplear la resistencia con drenaje, porque la pérdida de carga producida por la erosión o la excavación, reduce finalmente el esfuerzo efectivo y por lo tanto la resistencia.

La prueba al esfuerzo cortante con consolidación y sin drenaje (*CU* o *R*) es con frecuencia, un verdadero modelo del esfuerzo cortante en los

taludes donde el equilibrio de la masa se desarrolla bajo cargas estáticas, pero la falla es causada por un cambio brusco en la carga, como el producido por inundación o fuerte lluvia. El ensayo con drenaje (*D*, *CD* o *S*) es mejor cuando se puede evaluar totalmente la presión del agua intersticial.

La resistencia temporal producida por la tensión capilar engaña cuando se utilizan los resultados de las pruebas a esfuerzo cortante sin drenaje o con consolidación y sin drenaje, para analizar los taludes naturales o los de las excavaciones. Aunque el talud pueda ser temporalmente estable debido a la tensión capilar, la saturación o el secamiento pueden eliminar esa tensión y causar una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante.

La falla progresiva causa la falla en un punto, antes que el punto colindante esté muy esforzado y transfiere carga de un punto de la masa de suelo al punto próximo. Si el suelo es sensible, el esfuerzo promedio en la superficie de falla no es la resistencia máxima del suelo, sino algo menor.

Experiencia y discernimiento son necesarios para interpretar los resultados de los ensayos de laboratorio y seleccionar las resistencias que deben usarse en los análisis de estabilidad. La resistencia a esfuerzo cortante más apropiada para un proyecto es la que se haya obtenido analizando fallas reales en ese mismo suelo. Esto es particularmente cierto cuando se trata de corregir fallas que ya se han producido. Cuando se deba hacer un proyecto en un lugar donde no hay información de fallas, puede ser conveniente hacer una falla artificial, un modelo a escala natural del talud, terraplén o presa que se proponga construir, que pueda hacerse fallar bajo control y observaciones cuidadosas. Los resultados de este ensayo a tamaño natural correlacionados con los datos de laboratorio para el mismo suelo, le suministrarán al ingeniero los datos de resistencia efectiva para los proyectos de estructuras similares.

Factor de seguridad para el proyecto. Cuando se han investigado los factores de seguridad de taludes y terraplenes existentes, se ha encontrado que son relativamente bajos comparados con los de otras estructuras. Aunque un factor de seguridad de 2 o 2.5 es corriente en proyectos de edificios, si se aplicara a terraplenes haría sus costos tan elevados que no se podrían construir. Muchas estructuras de tierra que tienen un factor de seguridad calculado tan bajo como 0.9, han demostrado su estabilidad por la prueba del tiempo. La tabla siguiente indica lo que significan los diferentes valores de los factores de seguridad de las masas de suelo. Los factores de seguridad de la tabla 11:2 se aplican a la combinación más crítica de fuerzas, pérdida de resistencia y esfuerzos neutros, a que pueda estar sometida la estructura. En condiciones corrientes de carga una presa de tierra debe tener un factor de seguridad mínimo de 1.5; sin embargo, en

TABLA 11 : 2 SIGNIFICACION DE LOS FACTORES DE SEGURIDAD

Factor de seguridad	Significación
Menor que 1.0	Inseguro
1.0 - 1.2	Seguridad dudosa
1.3 - 1.4	Satisfactorio para cortes y terraplenes, dudoso para presas
1.5 o mayor	Seguro para presas

condiciones extraordinarias de carga, como cuando se proyecta para crecidas extraordinarias seguidas de descensos rápidos del nivel del agua, se considera adecuado, corrientemente, un factor de seguridad de 1.2 a 1.25.

Los factores de seguridad para proyectar incluyen una holgura para tener en cuenta las diferencias entre los resultados de los ensayos de laboratorio y la verdadera resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Si el proyecto está basado en un análisis de una falla, se aceptan valores más bajos.

11 : 2 EXCAVACIONES ABIERTAS

Excavaciones abiertas son aquellas que no requieren el uso de entibación para soportar el suelo. Se usan cuando al excavar se encuentran suelos duros que no necesitan soporte y en carreteras, ferrocarriles y canales, ya que por su gran longitud el costo de la entibación sería muy grande. Las excavaciones o cortes menores de 10 m de profundidad se proyectan con la experiencia. Los manuales de ferrocarriles y las especificaciones normales de carreteras, dan como talud normal para los suelos comunes el 1.5 (horizontal) a 1.0 (vertical) y de 2 a 1 para suelos muy blandos.

Excavaciones profundas. Las excavaciones profundas deben investigarse basándose primeramente en un estudio preliminar del suelo y un análisis de la estabilidad del talud, utilizando la resistencia al esfuerzo cortante con drenaje. Si el suelo es una arcilla que se expande o que está fisurada o sometida a filtraciones no corrientes, es necesaria una investigación más amplia. Debe comprobarse el estado en que se encuentran las excavaciones próximas en suelos similares y, si fuera necesario, se hará una excavación con un talud tal que se produzca la falla. La resistencia del suelo determinada por un análisis de falla, correlacionada con los datos de laboratorio del suelo de la excavación, se usarán para determinar el talud seguro. En casos extremos, en que por lo errático del suelo sea imposible hacer un análisis exacto, puede que sea necesario colocar puntos de referencia en la parte superior del talud terminado para prevenir cualquier movimiento imprevisto que pueda conducir a la falla del mismo.

Mejoramiento de la estabilidad de los cortes o excavaciones. La estabilidad de una excavación se puede mejorar reduciendo los esfuerzos en el suelo o aumentando su resistencia. Los esfuerzos en el suelo se pueden reducir, en la mayoría de los casos, abatiendo el talud. Si las secciones que requieren mejoramiento de su estabilidad son cortas, el talud se puede soportar parcialmente por un pequeño muro de sostenimiento de tierras. La presión del agua en las grietas en los suelos cohesivos se puede eliminar por drenes superficiales colocados por arriba del talud para interceptar el agua y por drenes horizontales perforados en el paramento del talud.

Los pilotes hincados a través del plano potencial de cortante pueden aumentar ligeramente el momento resistente. Es mejor hincar los pilotes cerca de la parte superior del talud y así pueden soportar parte de la potencial masa deslizante. Los pilotes son muy efectivos para aumentar la estabilidad precaria; si el talud es muy inseguro habría que hincar demasiados pilotes para que sean efectivos, lo que resultaría antieconómico.

Se puede aumentar la resistencia de los suelos no cohesivos o ligeramente cohesivos eliminando el esfuerzo neutro con drenes superficiales y drenes horizontales en el paramento del talud. Un buen drenaje ha sido siempre la medida más efectiva para mejorar la estabilidad de los taludes donde el agua es un factor en la inestabilidad. La resistencia de los suelos cohesivos es difícil de mejorar permanentemente. En algunos casos la construcción de grandes conductos de ventilación en el talud ha servido para reducir la humedad del suelo y aumentar su resistencia, pero este método es muy costoso.

Excavaciones en loess. Los verdaderos loess, que son suelos cementados, tienen una alta resistencia al esfuerzo cortante, a pesar de su estructura suelta. Se mantienen en cortes verticales hasta de 12 ó 15 m de profundidad. Los cortes con taludes inclinados son estables solamente hasta que caen las lluvias. El suelo desnudo y poroso absorbe el agua que filtra rápidamente hacia abajo debido a la gran permeabilidad vertical del suelo. El material cementante del suelo pierde su valor como tal con el agua, lo que produce la desintegración del talud por asentamiento, hasta que vuelve a ser vertical. Los cortes verticales permanecen en pie por años (figura 11.10) con sólo asentamientos ocasionales o escamaduras en los planos verticales de clivaje. Las excavaciones deben hacerse más anchas de lo necesario para dejar espacio para la acumulación de los derrumbes.

11 : 3 TERRAPLENES

Un terraplén es un macizo artificial de tierra que se levanta para la construcción de ferrocarriles y carreteras en los lugares bajos o para embalsar agua. Como los terraplenes se construyen con material para rellenar,



Fig. 11.10 Corte en loess en una carretera. Nótese el talud vertical y los amplios aco-
tamientos.

a menudo se les llama rellenos, pero este término se usa también para otras construcciones de tierra.

Terraplenes de carreteras y ferrocarriles. Los terraplenes de carreteras y ferrocarriles se proyectan generalmente basándose en la experiencia, a menos que las alturas sean superiores a 10 o 12 m. El talud normal es usualmente de 1.5 (horizontal) a 1.0 (vertical) ó 2 a 1, a menos que el terraplén esté sometido a inundaciones. Los terraplenes de carretera se construyen cuidadosamente con suelos seleccionados compactados para evitar asentamientos y una superficie mal acabada (ver capítulo 5); pero los terraplenes de ferrocarril rara vez se compactan intensamente, porque la terminación defectuosa de la superficie se puede obviar por el apropiado mantenimiento del balasto.

Terraplenes altos y terraplenes sometidos a inundaciones. Los terraplenes altos y los sometidos a inundaciones requieren un análisis y proyecto cuidadosos basados en la resistencia a esfuerzo cortante y en la compresibilidad de los suelos que vayan a usarse en la construcción de los mismos. Los diferentes suelos que pudieran usarse deben seleccionarse y ensayarse como se explicó en el capítulo 5 y su resistencia al esfuerzo cortante y otras características deben estar a disposición del ingeniero proyectista. El talud que requiere cada uno de los diferentes suelos para que el terraplén sea seguro debe determinarse por un análisis de estabilidad.

Con estos datos se pueden hacer proyectos preliminares usando los diferentes suelos y estimar el costo de cada uno de los proyectos. El mejor suelo es el que con el menor costo, permite construir un terraplén satisfactorio.

La compactación de suelos con humedad superior a la óptima puede causar el acrecentamiento de la presión intersticial durante la construcción. Si el suelo es muy húmedo y el terraplén alto, la presión puede ser lo suficientemente grande como para causar deslizamientos locales, generalmente fallas de talud, en la zona húmeda. Los ensayos a esfuerzo cortante sin drenaje midiendo la presión intersticial, pueden servir para presumir esta posibilidad anticipadamente y ayudar a fijar los límites de humedad o para controlar el ritmo de la construcción de manera que concuerde con el del drenaje.

Los terraplenes sometidos a inundaciones son especialmente críticos. Terraplenes de ferrocarril que han soportado el impacto de pesados trenes por años, frecuentemente fallan en períodos de inundaciones. Estos terraplenes deben ser proyectados basándose en la resistencia al esfuerzo cortante de muestras de suelo que se hayan sumergido en agua previamente, como se describe en el capítulo 5. Los taludes típicos para estos terraplenes pueden ser de tan poca inclinación como de 3 (horizontal) a 1 (vertical) y hasta de 4 a 1, cuando se hacen con suelos que se ablandan rápidamente cuando absorben agua. El terraplén de carretera de la figura 11.1 falló



Fig. 11.11 Deslizamiento en el terraplén de una carretera debilitado por saturación.

porque una alcantarilla que estaba situada debajo de él se obstruyó con arrastres, de modo que el agua quedó retenida por el terraplén. El suelo del otro lado del terraplén se debilitó por la filtración (el proyecto no contempló la posibilidad de inundación) causando el deslizamiento del talud por falla profunda. Nótese que los árboles situados en la parte de la base están inclinados hacia el talud, lo cual es típico en las fallas profundas. Más abajo del deslizamiento los árboles se inclinan cuesta abajo.

Bordos o diques de protección. Los bordos o diques son largas presas de tierra de poca altura que protegen las áreas bajas de ciudades, pueblos, plantas industriales y costosos terrenos de cultivo, de las inundaciones en las épocas de las crecidas. El asentamiento no es un factor importante como en los terraplenes de carreteras o ferrocarriles y al contrario de lo que es indispensable en las presas de tierra, los diques tienen que cimentarse con frecuencia en suelos muy pobres. Como los diques se extienden generalmente por kilómetros, el costo del material de préstamo y el de la construcción es extremadamente importante. Para la construcción se usa ordinariamente una draga de cable (dragalina) que trabaja en la parte superior de la sección del dique terminado, como se muestra en la figura 11.12. Esta draga es capaz de excavar y colocar grandes volúmenes

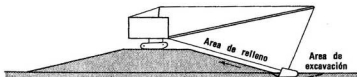


Fig. 11.12 Construcción de un terraplén con una draga de cable o dragalina.

de suelo rápida y económicamente, pero debe utilizar los suelos adyacentes al dique. Como la compactación interfiere con la operación de la draga, raras veces se hace esta operación. Debido a que los suelos que se emplean son pobres y a que no se compactan, en los Estados Unidos de América los diques se construyen corrientemente con taludes tendidos como de 5 (horizontal) a 1 (vertical) en el talud exterior y de 3 a 1 en el interior. En la mayoría de los casos la inclinación de los taludes la determina la experiencia.

Los diques altos, los diques en áreas restringidas donde no se pueden usar taludes de poca pendiente, o los diques que protegen áreas críticas, como los de las plantas de energía, deben proyectarse basándose en pruebas del suelo y en el análisis de estabilidad. En estos casos es necesario compactar el suelo cuidadosamente y, ya que se pueden emplear taludes más

escarpados, el ahorro en volumen de material compensa hasta cierto punto el costo adicional de construcción.

11:4 CIMENTACIONES DE TERRAPLENES

Las dificultades mayores de los terraplenes provienen de cimentaciones defectuosas, figura 11.13. No es difícil construir un relleno que sea fuerte, que no tenga cambios de volumen y que sea incompresible; pero si el suelo debajo de él es pobre, puede fallar a pesar de lo cuidadosa que haya sido la construcción. La falla comienza debajo del terraplén y en algunos casos se extiende dentro del mismo, lo cual dificulta hallar la verdadera causa de la falla.

Terraplenes sobre gruesos estratos de suelo débil. Los terraplenes colocados sobre suelos profundos de poca resistencia fallan por falta de capacidad de carga, figura 11.13a. Se pueden emplear las fórmulas de capacidad de carga para analizar esas fallas, si el espesor del estrato débil es, por lo menos, igual a la mitad del ancho de la base del relleno. En otros casos la estabilidad debe determinarse por tanteo usando el método sueco de análisis con superficie de falla circular. Si el suelo blando está cubierto por una costra dura no debe confiarse en la resistencia de ésta para soportar la carga. En un caso se construyó un dique de 12 m de altura sobre una costra delgada de arcilla dura que cubría un grueso estrato de arcilla blanda. Doce horas después de terminado el trabajo se hundió el dique hasta quedar casi totalmente enterrado. La arcilla

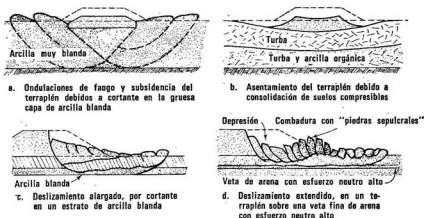


Fig. 11.13 Problemas de la cimentación de los terraplenes.

dura que soportó el terraplén parcialmente terminado, se rompió bajo la carga total y permitió que el relleno se cayera. Combaduras u olas de fango aparecieron en la superficie del terreno colindante con el pie del relleno.

Las fallas de este tipo se pueden evitar de varias maneras. El empleo de materiales ligeros para el terraplén, como escoria, o anchos taludes de poca pendiente, pueden reducir los esfuerzos en el suelo debajo de la estructura a un valor seguro. Una berma de grava junto al pie del talud actúa como un contrapeso que impide la combadura del suelo y puede de esa manera impedir las fallas. Si el suelo está normalmente consolidado, se puede mejorar su resistencia por consolidación por el propio peso del terraplén; en estos casos la construcción debe ser lenta para dar tiempo a que el suelo se pueda consolidar. Los drenes verticales de arena o los pilotes de arena pueden reducir el recorrido del drenaje y aumentar así la velocidad de consolidación.

Si el estrato blando es relativamente delgado (de 1.50 a 3.00 m), es más económico excavar el suelo en el área que se vaya a rellenar y reemplazarlo con un material algo mejor. Si el suelo blando tiene un espesor de 3.00 a 6.00 m, se puede reemplazar por *desplazamiento*.^{11,19} Cuando se emplea este método se construye el terraplén sobre el suelo blando, tan alto y pendiente como sea posible; en algunos casos es conveniente dejar que se hunda por su propio peso desplazando al suelo blando por falla de capacidad de carga; en otros es factible remover el suelo blando que está debajo del terraplén por medio de explosivos. La dinamita se introduce por debajo del relleno como se muestra en la figura 11.14. Las cargas más profundas tienen un ligero retardo. La primera explosión remueve el suelo de los lados del terraplén propuesto y la segunda, que se produce unas pocas milésimas de segundo después, remueve el suelo que está debajo del relleno y permite que éste se coloque en su lugar. Este método ha tenido éxito en muchos casos, pero requiere personal experimentado. Una cimentación de pilotaje para soportar el relleno se puede usar en áreas especialmente críticas, como son las instalaciones de muelles y puertos.

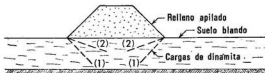


Fig. 11.14 Voladura para remover el suelo blando que está debajo de un terraplén. Las cargas de dinamita marcadas (1) estallan primero, seguidas por las marcadas (2) que estallan una fracción de segundo después.

Sobre las cabezas de los pilotes se construye una losa de concreto que se llama *plataforma de descarga* o *alivio* que soporta parte del peso de relleno (ver figura 8.17). Este método es extremadamente costoso.

Terraplenes sobre suelos compresibles. En algunos casos el suelo puede ser lo suficientemente resistente para soportar el peso del terraplén sin fallar, pero tan compresible que se asiente mucho e irregularmente (figura 11.13b). Esto es particularmente propio de los limos y arcillas orgánicos y en grado extremo de las turbas. Las carreteras que atraviesan áreas pantanosas tienen frecuentemente un perfil ondulado, debido a las irregularidades del asentamiento.

Un asentamiento excesivo debido a la compresión se puede corregir preconsolidando el suelo, lo que se logra haciendo la construcción lenta, usando pilotes de arena o excavando el suelo compresible. Cualquier procedimiento que envuelva consolidación requiere un estudio cuidadoso para determinar su efectividad en cada una de las diferentes ubicaciones.

Terraplenes sobre estratos delgados de arcilla blanda. Los terraplenes sobre estratos relativamente delgados de arcilla blanda fallan por deslizamiento horizontal a lo largo de una compleja superficie de falla que se extiende hacia arriba a través del relleno, como se indica en la figura 11.13c. Las fallas de este tipo ocurren generalmente durante la construcción o poco tiempo después, antes que el estrato de arcilla haya tenido la oportunidad de consolidarse por efecto de la carga. La seguridad contra ese tipo de falla se puede determinar por el análisis del bloque de deslizamiento, usando como resistencia a esfuerzo cortante la mitad de la resistencia a compresión sin confinar del estrato de arcilla. Se puede aumentar la seguridad contra este tipo de falla usando terraplenes de peso ligero, dando menor inclinación a los taludes y haciendo la construcción lenta, para que el suelo pueda consolidarse y ganar resistencia por la carga. Los drenes verticales dentro del estrato blando aceleran, en algunos casos, la velocidad de consolidación. Si el estrato está cerca de la superficie del terreno es más económico quitarlo completamente.

Terraplenes sobre estratos delgados de material no cohesivo sometidos a esfuerzo neutro. Cuando aumenta la presión de agua en estrato delgados no cohesivos situados debajo del terraplén, puede producirse una falla súbita sin ningún aviso.

Aunque el esfuerzo neutro es generalmente mayor debajo del centro del terraplén, también es así el esfuerzo de confinamiento, debido al peso del mismo. Cerca del pie del terraplén el esfuerzo de confinamiento es menor y $(p - u)\tan \phi$ puede acercarse a cero. La falla comienza por un movimiento hacia afuera de una cuña de suelo adyacente al pie del terraplén, seguido por una falla de pie de talud del empinado frente que dejó la cuña al moverse, figura 11.13d. La falla de pie de talud

secundaria forma algunas veces una depresión semejante a una cubeta alargada, en la superficie de deslizamiento, con fragmentos enteros del suelo que se desliza que parecen filas de losas sepulcrales inclinadas.

Los rellenos en las laderas algunas veces cierran las salidas naturales de las filtraciones y esto hace que aumente la presión de agua en la cimentación del terraplén y en el talud natural que está arriba (ver figura 3.1b). Las presas y diques crean altas presiones debido a los depósitos de agua que forman. Algunas veces se producen, temporalmente, altas presiones de agua durante la construcción, porque el peso del terraplén actúa sobre vetas discontinuas de limo y arena fina y el agua de esas vetas no se puede drenar.

La seguridad contra las fallas producidas por la presión del agua en vetas de material no cohesivo, se analiza por el método del bloque de deslizamiento, considerando el esfuerzo neutro y su efecto sobre la resistencia en la superficie de deslizamiento. Esto se hace fácilmente donde se conoce la carga del agua, como cuando ésta se produce por un lago artificial o depósito; en otros casos hay que estimar la carga por observaciones del agua subterránea o por el peso del terraplén. La seguridad se puede aumentar con drenes que intercepten los estratos permeables.

1) : 5 PRESAS DE TIERRA Y DE ENROCAMIENTO 11:11, 11:17

Las presas de tierra y de enrocamiento son terraplenes o pedraplenes especiales proyectados para embalsar agua más o menos permanentemente. Las presas son las más críticas de todas las construcciones de ingeniería porque sus fallas pueden causar pérdidas de vidas y grandes daños a la propiedad. Las presas de tierra si no son correctamente proyectadas y construidas son muy vulnerables, porque el mismo material con el cual se construyen se puede debilitar o desintegrar por el agua que ellas embalsan. A pesar de estos peligros, se ha comprobado que las presas de tierra están entre las estructuras más duraderas. Presas construidas en la India y en Ceilán hace más de 2,000 años, están todavía almacenando agua para regadíos. La mayor estructura construida hasta ahora es la presa de tierra de Fort Peck, en Montana, que tiene un terraplén de más de 95 millones de metros cúbicos. Hay actualmente en uso en muchas partes del mundo presas de tierra de más de 120 m de altura y alguna de 300 m.

Criterios para su uso. Las presas de tierra se utilizan por varias razones. Primera, la tierra apropiada para la construcción de la presa se encuentra disponible en gran proporción en el lugar de construcción. Segunda, la tierra o la roca quebrada es fácil de manipular a mano en regiones

remotas donde la mano de obra es barata, o con grandes máquinas. Tercera, las presas de tierra y de enrocamiento son con frecuencia más adaptables a los lugares donde la cimentación no es bastante fuerte o suficientemente incompresible para una presa de concreto. Finalmente, la presa de tierra o de enrocamiento son frecuentemente más económicas que las de otros tipos. Desde luego hay algunas desventajas: no siempre se encuentran materiales apropiados disponibles, requieren en general un gran mantenimiento y es necesario construir una estructura vertedora separada de la presa.

Para que una presa de tierra o de escollera tenga éxito debe satisfacer dos requisitos técnicos: seguridad contra la falla hidráulica y seguridad contra la falla estructural. Estas incluyen la falla de la cimentación y el terraplén actuando conjuntamente como una unidad y la de cualesquiera de sus partes.

La falla hidráulica puede ser exterior o interior. Exteriormente la presa debe tener un vertedor de capacidad suficiente para que el derrame no se produzca por la corona y tanto el paramento aguas arriba como el paramento aguas abajo deben estar protegidos contra la erosión superficial. La seguridad hidráulica interior o falla por filtración se estudió en el capítulo 4. La presa y su cimentación deben ser lo suficientemente impermeables para que la pérdida de agua no sea excesiva y deben resistir la erosión por filtración o tubificación. Esto último ha sido una causa importante de fallas de presas de tierra, por lo que las medidas para impedir la erosión por filtración son rasgos característicos esenciales del proyecto.

Estructuralmente la presa y su cimentación deben soportar el peso del terraplén y la carga de agua en las peores combinaciones posibles de embalse a máxima capacidad, fuerzas de filtración, cambios de nivel del embalse y aceleración por terremotos. El terraplén se analiza de la misma manera que otras estructuras de tierra, pero los factores de seguridad deben ser más altos, como se indica en la tabla 11:2. El asentamiento del terraplén puede producir grietas a través de las cuales se puede desarrollar una erosión por filtración. Ordinariamente un asentamiento de la cimentación de 1 por ciento de la altura de la presa y asentamiento del terraplén de 1 ó 2 por ciento de su altura no son serios, siempre que no haya una diferencia brusca entre partes adyacentes de la presa.

Partes de que se compone una presa de tierra. Las partes de que se compone una presa de tierra se muestran en la figura 11.15a. Las partes básicas son: 1) la cimentación, 2) el dentellón impermeable y el núcleo o corazón, 3) los respaldos y 4) el sistema de drenaje. La *cimentación*, ya sea en tierra o en roca sirve de soporte al terraplén y también puede resistir las filtraciones por debajo de la presa. El *núcleo* retiene el agua

y si la cimentación es permeable se extiende hacia abajo para formar el *dentellón impermeable*. Los *respaldos* dan soporte estructural al núcleo y distribuyen la carga en la cimentación. Los drenes interiores le dan salida a cualquier filtración que pase a través del núcleo y del *dentellón impermeable* y evitan que se produzcan esfuerzos neutros en la parte aguas abajo de la presa. Los drenes interiores pueden tener muchas formas, de acuerdo con las filtraciones que se hayan previsto: drenes de trinchera y drenes de talud que se colocan justamente aguas abajo desde el núcleo, los drenes en manto o capa que se colocan aguas abajo entre la presa y la cimentación aguas abajo, los drenes de pie que se colocan en el pie de la presa aguas abajo. Todos deben estar provistos de filtros, como se describe en el capítulo 4, para impedir la erosión interna y las obstrucciones.

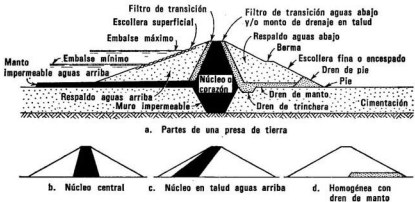


Fig. 11.15 Secciones transversales básicas de presas de tierra y de enrocamiento.

Es necesario colocar, frecuentemente, *filtros de transición* entre el núcleo y los respaldos para impedir la migración de los granos finos del primero a los segundos (que generalmente son de grano más grueso). Algunas veces se omiten si los tamaños de los granos del núcleo y de los respaldos no se diferencian grandemente o si el gradiente de filtración a través del núcleo es pequeño. Las *escolleras* superficiales se usan en el paramento aguas arriba para evitar la erosión y el deslave por las olas. El encespado o la escollera superficial fina es necesario en el paramento aguas abajo para evitar el deslave producido por el agua lluvia. Las bermas se construyen algunas veces para permitir el acceso al paramento de la presa durante la construcción o para el mantenimiento posterior.

Las bermas también evitan el deslave del agua lluvia porque rompen la continuidad del talud. Las partes de las presas de enrocamiento son similares, pero el enrocamiento es por sí mismo un dren.

Sección transversal. Las secciones transversales básicas son tres: la de núcleo central, la de núcleo aguas arriba y la homogénea, como se muestran en las figuras 11.15*c*, *d* y *e*. La de *núcleo central* proporciona soporte parejo al núcleo o corazón, es la más estable durante el descenso rápido del nivel de agua y utiliza un mínimo de material. La de *núcleo aguas arriba* o de núcleo en pendiente es la más estable cuando el embalse está lleno y es la que hace más económico el proyecto cuando no hay descenso rápido del nivel del agua o éste es muy pequeño. La de núcleo central o de núcleo aguas arriba se emplea corrientemente en presas de enrocamiento. La sección transversal *homogénea* se emplea cuando el núcleo y los respaldos se hacen del mismo material. A menos que la zona del núcleo esté definida por un drenaje interior extenso, la sección transversal homogénea requiere taludes más inclinados que el núcleo; por esta razón se usan más frecuentemente en presas de menos de 15 m de altura.

Proyecto del dentellón impermeable y del núcleo. Los dentellones impermeables y los núcleos se hacen de tierra, tablestacas de acero, hormigón o inyectando una lechada de cemento en el suelo para formar una cortina. La tierra es lo más barato y se puede hacer el núcleo lo suficientemente flexible para que permanezca impermeable a pesar de los pequeños movimientos en la presa o en la cimentación. Se puede utilizar cualquier suelo si su permeabilidad es suficientemente baja (menor de 10^{-4} cm por segundo) y siempre que no produzca presiones por expansión. Se usan los dentellones de tierra si es posible excavar una trinchera en la cimentación con paramentos suficientemente escarpados para que el volumen de suelo que se requiera no sea excesivo. La tierra se usa siempre en los núcleos a menos que no se encuentre material apropiado. El espesor mínimo del núcleo o del dentellón impermeable depende del suelo que se utilice; se han hecho núcleos de arcilla tan delgados como el 5 por ciento de la carga de agua, pero es mejor práctica usar para los núcleos de arcilla un espesor que varía del 10 al 20 por ciento de la carga de agua y del 30 al 40 por ciento si el núcleo es limoso.

En los casos en que la excavación abierta sea impracticable porque el nivel freático es muy elevado o que no se pueda hincar un tablestacado por los boleos del suelo, se puede usar, para el dentellón una trinchera llena de una pasta muy blanda de arcilla. Se excava la trinchera con una dragalina y se mantiene llena de esa pasta muy blanda de arcilla. La trinchera se rellena con una arcilla pastosa que se consolidará por su propio peso. Se han hecho de esta manera dentellones hasta de 30 m de profundidad. Estas pantallas se colocan corrientemente aguas arriba

del pie de la presa para no debilitar indebidamente la cimentación y se unen al núcleo de la presa por un manto en el lado aguas arriba.

Las tablestacas de acero y las inyecciones de lechada de cemento se han usado para formar pantallas donde es impracticable hacer una excavación para un núcleo de tierra. Los tablestacados de acero se usan algunas veces como núcleo en las presas de arena, pero rara vez justifican su costo. El hormigón se usa algunas veces en los dentellones, pero pocas veces se emplea actualmente para núcleos, porque se agrieta debido a los inevitables movimientos de la presa.

Proyecto de los respaldos. El proyecto de los respaldos consiste, en primer término, en la selección del material que debe basarse en su resistencia y su disponibilidad para la construcción, como se ha bosquejado en el capítulo 5 y en segundo término, en determinar las pendientes necesarias para que el terraplén sea estable. En el proyecto se sigue un proceso de tanteo y revisión: se seleccionan tentativamente las pendientes, se analiza la estabilidad y entonces se revisa el proyecto para obtener mayor economía o mayor estabilidad.

Las inclinaciones típicas de los taludes aguas arriba varían desde 2.5 (H) a 1 (V) para gravas y gravas arenosas, hasta 3.5 (H) a 1 (V) para limos micáceos arenosos. Los taludes típicos aguas abajo varían para los mismos suelos, desde 2 (H) hasta 3 (H) a 1 (V). En el proyecto preliminar se hace un análisis de las filtraciones para determinar la red de flujo y los esfuerzos neutros en el terraplén y en la cimentación y se calculan la seguridad contra la erosión por filtración y la cantidad de filtración a través de la presa.

Los análisis de estabilidad se hacen en ambas caras de la presa, usando el método de dovelas que se ha descrito previamente. El paramento aguas arriba generalmente se analiza para tres condiciones: embalse lleno, descenso brusco del nivel del agua y embalse vacío antes de llenarse. El paramento aguas abajo se analiza para embalse lleno y nivel mínimo de las aguas abajo y también para descenso rápido del nivel de las aguas abajo de un máximo a un mínimo, si tal condición puede producirse.

Los respaldos de roca quebrada, vertida directamente o compactada, hacen excelentes presas. Los taludes aguas abajo típicos son frecuentemente menores que 2 (H) a 1 (V), aun en las presas muy altas. Los respaldos son en su totalidad un dren, sin presión intersticial por arriba del nivel de aguas abajo. Debido al fuerte contraste entre los granos del material de los respaldos y del núcleo, son esenciales filtros de transición cuidadosamente proyectados.

Si la estabilidad es insuficiente hay varias posibilidades de mejorarla. Primera, se pueden reducir los taludes. Con frecuencia sólo es necesario cambiarlos en la mitad o en el tercio inferior, haciendo el talud compuesto,

más escarpado en la parte superior y menos en la inferior. Las bermas en el pie del talud tienen el mismo propósito. Segunda, la resistencia del suelo se puede mejorar aumentando el peso específico requerido o usando materiales diferentes. Tercera, las zonas débiles en la cimentación se pueden corregir por preconsolidación o quitándolas. Cuarta, se pueden cambiar de posición el núcleo y dentellón. Finalmente, el drenaje interior se puede proyectar para reducir los esfuerzos neutros en la cimentación y en el respaldo aguas abajo.

11:6 MOVIMIENTOS DE LA TIERRA EN LA NATURALEZA

Clasificación de los movimientos de tierra naturales. Los movimientos de tierra son fenómenos geológicos comunes que forman parte del desgaste y alteración de las masas de tierra. Tremendas cantidades de materiales fracturados o meteorizados están rodando constantemente por los taludes y son arrastrados por las corrientes que los depositan en otras partes. La fuerza propulsora de estos movimientos es la gravedad, ayudada, a veces, por la presión del agua, las fuerzas de expansión y contracción, las sacudidas de los terremotos y las interferencias del hombre con la naturaleza.

Hay cuatro clases diferentes de movimientos naturales:

1. Reptación (creep) —movimiento lento y relativamente continuo del suelo talud abajo.
2. Corrimiento de tierras —movimientos bastante rápidos de las masas de suelo o roca en direcciones horizontal y vertical combinadas.
3. Hundimiento —movimiento vertical hacia abajo de las masas de tierra.
4. Desprendimiento de rocas —movimientos verticales superficiales de rocas.

Reptación. La reptación es un movimiento lento casi continuo que recuerda la fluencia de los metales sometidos a esfuerzos bajos o la fluencia del hormigón. Se manifiesta por la inclinación de los postes de las cercas y otros objetos rígidos similares que estén embebidos en el suelo. La mejor indicación de la reptación es la suave curva de los árboles con el lado convexo mirando cuesta abajo en la dirección del movimiento, figura 11.16. (Los árboles de las áreas sujetas a corrimientos de tierras presentan un cambio brusco en la inclinación del tronco, que corresponde a cada movimiento.)

El mecanismo de la reptación no es totalmente conocido. En los taludes en que el factor de seguridad es bajo, el movimiento es probablemente de verdadera reptación (sección 3:18), con esfuerzos cerca de la falla por



Fig. 11.16 Troncos de árboles en una ladera, arqueados con el lado convexo hacia abajo, en una zona de reptación.

cortante. En los taludes de poca inclinación, rara vez menor que 4 grados, la reptación puede ser el resultado de las alternativas de retracción y expansión con los cambios de humedad de las estaciones, junto con la continua fuerza de gravedad en dirección cuesta abajo. La reptación está generalmente confinada a los 5 ó 6 m superiores de la masa de suelo o de roca fragmentada y es muy rápida cerca de la superficie del terreno. La reptación es una indicación de posibles problemas; es un estado de cuasi-equilibrio que se puede turbar fácilmente y convertirse en un corrimiento de tierras si se realizan algunos trabajos de ingeniería, tales como excavaciones profundas o terraplenes pesados.

La reptación no se puede detener, pero la velocidad del movimiento se puede reducir materialmente por drenaje, que aumenta la resistencia del suelo y evita las periódicas expansiones y retracciones. En la mayoría de los casos el mejor método para evitar problemas es tener en cuenta

que se producirá. Los puntos de referencia deben colocarse en roca sólida o en áreas a nivel no sometidas a reptación. Las tuberías deben tener juntas flexibles cuando se colocan en taludes donde se produce reptación. Las cimentaciones de las edificaciones deben ser lo suficientemente profundas y fuertes para resistir el movimiento o deben unirse entre sí para que se pueda mover toda la estructura. El último procedimiento es aplicable solamente a edificios pequeños.

Corrimientos de tierras.¹¹¹⁸ Los corrimientos de tierras naturales son difíciles de analizar debido a lo complejo de su naturaleza. La resistencia de los depósitos naturales es tan variable y el número de fuerzas diferentes que actúan es tan grande, que los estudios teóricos son, en el mejor de los casos, sólo indicaciones de lo que es probable que ocurra. La mayoría de los corrimientos de tierras no ocurren espontáneamente. Comúnmente el talud del suelo ha sido inestable por años y de tiempo en tiempo da avisos de su inestabilidad por lentos asentamientos o porque se forman grietas.

Finalmente ocurre algo que aumenta los esfuerzos en el suelo o disminuye su resistencia a tal punto que se produce la falla. Esta última causa que produce la falla puede que sea realmente insignificante en sí misma. Es conocido que los fuertes ruidos han provocado deslizamientos de escombros sueltos en áreas montañosas y en regiones húmedas el agua de las fuertes lluvias, cuyo peso en suma, es a menudo responsable de que se inicien deslizamientos.

Se han propuesto muchos sistemas para clasificar los corrimientos de tierras. Algunos los clasifican de acuerdo con el tipo de los depósitos de suelo o la apariencia de la falla, mientras que otros los clasifican de acuerdo con las fuerzas que producen la falla o las fuerzas que inician el movimiento. En realidad cada falla debe considerarse como un caso particular y las clasificaciones deben usarse con propósitos descriptivos solamente.

Corrimientos por licuación. Si una masa de suelo o de roca perdiera repentinamente su resistencia se comportaría como un líquido y fluiría cuesta abajo para extenderse sobre los terrenos llanos situados más abajo. La causa básica de estas fallas es corrientemente el esfuerzo neutro que se produce y que va aumentando hasta que la resistencia del suelo es insuficiente para soportar la carga. Si el material está suelto, el colapso estructural, como se describe en los capítulos 1 y 3, contribuye al aumento de la presión de agua y a la pérdida de resistencia.

Los suelos no cohesivos, sueltos y saturados son particularmente vulnerables a la repentina licuación de una gran porción de la masa, causada por esfuerzo cortante localizado o por choque.¹¹¹⁹ La falla local hace que la presión intersticial aumente, lo que causa una falla adicional y más presión intersticial. La hincapié de pilotes en una playa de arena fina suelta fue la "chispa" que produjo un corrimiento de tierra que arrastró las casas y sus

habitantes cientos de metros hacia dentro de una laguna. Una explosión fue la "chispa" que produjo la licuación de los desechos de grano fino y saturados de una industria, hundiéndose la planta de procesamiento en sus propios desechos.

El aumento de la presión de agua debido a las lluvias, ha producido corrimientos por licuación en depósitos no cohesivos de grano grueso, como son los derrubios y escombros de roca y las rocas con juntas muy próximas. Las fuertes lluvias y la nieve derretida ocurridas en Gross Ventre, Wyoming, saturaron un conglomerado fracturado de una ladera y creció tanto el esfuerzo neutro, que falló y varios millones de metros cúbicos fluyeron ladera abajo destruyendo una pequeña villa y represando un río en el valle. El lago que se formó ha permanecido durante cuarenta años cubriendo fincas y casas. El aumento del esfuerzo neutro en roca fragmentada de un vaciadero de desechos de una mina de carbón en Gales, produjo un corrimiento por licuación que enterró una escuela y mató más de 100 niños en pocos segundos.

Las severas cargas cíclicas de los terremotos han producido la licuación de depósitos de arena y devastadores corrimientos por esta causa. Según Seed,^{11,12} los extensos daños que acompañaron a muchos terremotos de la antigüedad fueron el resultado de corrimientos por licuación. Uno de los desastrosos corrimientos en Ancorage, Alaska, en 1963, ha sido atribuido a la licuación de una veta de arena situada debajo de arcilla firme. Al reducirse la capacidad de los poros en un corrimiento por licuación, el agua acumulada en esos poros, forzada hacia la superficie, brota como pequeños géiseres de arena y agua que se suman al terror producido por el fenómeno.

Corrimientos por licuación en arcillas sensibles. Los corrimientos por licuación también ocurren en las arcillas marinas ultrasensibles, como las del Este de Quebec, Canadá. Aunque la resistencia de la arcilla inalterada es medianamente alta, cuando se la reamasa es extremadamente baja. Una falla en un punto aislado de la masa, causada por un esfuerzo cortante local, provoca una falla progresiva y un corrimiento por licuación, en el cual grandes bloques de arcilla intacta flotan en una corriente de un líquido viscoso de arcilla reamasada.

Corrimientos lineales por esfuerzo cortante. El corrimiento lineal por esfuerzo cortante se produce a lo largo de una superficie plana bien definida. Aunque segmentos de suelo en forma de media luna se desprenden en el extremo superior de la zona de corrimiento y en el extremo inferior se producen combaduras y ondas de fango, la zona de falla es alargada y la mayor parte del movimiento es lineal.

Los movimientos toman diferentes formas como se muestra en la figura 11.17. El más simple se produce en un plano de debilitamiento

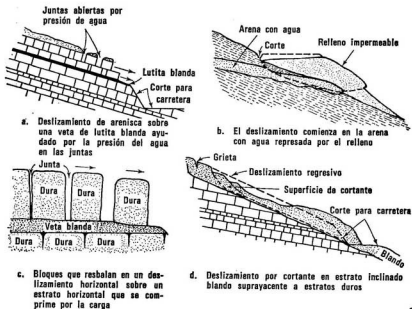


Fig. 11.17 Corrimientos lineales por esfuerzo cortante.

inclinado, como es una veta de lutita meteorizada, figura 11.17a. Una forma corriente es la de una cuña de relleno flojo cuyo plano de contacto con el suelo natural llega a saturarse por las filtraciones a través de los estratos permeables. Otra forma común es una veta de suelo no cohesivo represada por un relleno impermeable, figura 11.17b. La falla de corrimiento lineal puede ser provocada por una excavación que reduce el apoyo en el pie del talud, por un ablandamiento local del suelo o por presión de agua en los estratos permeables o en las juntas.

El movimiento en un plano horizontal puede producirse al apretarse una veta de arcilla blanda, figura 11.17c. El bloque situado arriba de la veta de arcilla blanda se mueve como si estuviera sobre un conductor de correa. La presión de agua en las juntas aumenta ese movimiento.

Una tercera forma es la producida por esfuerzo cortante en un estrato de material blando, generalmente una zona de meteorización, debajo de la cual y limitándola hay un estrato duro. Este es un corrimiento cilíndrico que ha sido muy aplanado por estar limitado por debajo por un estrato duro, figura 11.17d. Estos corrimientos son comunes en suelos residuales que descansan en roca. También ocurren en arcillas duras muy plásticas que se expansionan y debilitan de la superficie hacia abajo,

creando una capa de suelo blando sobre una base más dura y no meteorizada. Estos corrimientos se desarrollan en taludes de tan poca pendiente como de 4 (H) a 1 (V) o 14 grados con la horizontal, donde las arcillas han estado expuestas a las lluvias en los cortes para carreteras.

La falla progresiva o *regresión* es característica de muchos corrimientos de tierras, pero particularmente de los que tienen las formas del esfuerzo cortante lineal. El corrimiento progresa ladera arriba con cada movimiento sucesivo, dejando un talud muy pendiente que es inestable y que falla posteriormente, así que el corrimiento inicial continúa moviéndose hacia abajo. La falla progresiva es también característica de suelos que pierden resistencia bajo la continua deformación por esfuerzo cortante. Aun algunas arcillas resistentes y lutitas pueden fallar por movimiento progresivo y pérdida de resistencia.

Los corrimientos lineales en rocas meteorizadas incluyendo las lutitas, son a menudo provocados por una lenta expansión o rebote elástico del material al quedar expuesto por una excavación o por un corrimiento anterior. Algunas veces laderas enteras comienzan a moverse, aunque los materiales de las mismas sean lo bastante fuertes para que un análisis convencional de estabilidad indique que tienen una seguridad adecuada.^{11:20}

Fallas por rotación. Las fallas por rotación se producen en suelos homogéneos, particularmente arcillas y en gruesos depósitos donde abundan los planos de debilitamiento no continuos. Los ejemplos clásicos de fallas por rotación son las fallas profundas que ocurren en las arcillas blandas de las zonas litorales de Noruega y Suecia. La falla se provoca por socavaciones del pie del talud por dragado o erosión y por cargas externas colocadas en la parte superior del talud.

Un gran corrimiento ocurrió en el borde de un valle en un depósito profundo de arcilla glacial. Este corrimiento fue causado por el relleno que se hizo en la parte superior del talud para ganar área para una zona de parqueo de una planta fabril. La arcilla que estaba debajo fue cortada por el peso del relleno. La comba que se produjo al pie del talud alcanzó una altura de 5 m. La fuerza ejercida por el movimiento de ese muro de arcilla contra un viaducto de un ferrocarril fue tan grande, que flexó las patas de las torres y cortó los pedestales de concreto de los cimientos.

Los taludes muy inclinados en arcillas resistentes, fallan con superficie cilíndrica por el pie del talud, figura 11.18a. Los farallones de arcilla de los Grandes Lagos sufren esos movimientos cuando son socavados por la acción de las olas. A veces se ven varias fallas sucesivas en el mismo punto formando estrechas terrazas en forma de arcos o escalones que conducen talud abajo, con sus superficies intactas y con árboles y arbustos creciendo sobre ellas.

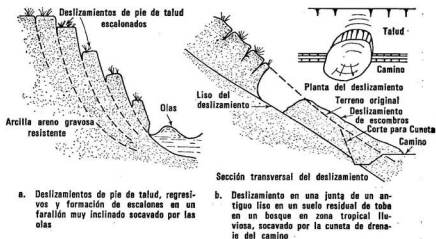


Fig. 11.18 Corrimientos en suelos resistentes originados por socavación.

Superficies cilíndricas compuestas. Ocurren cuando múltiples superficies de debilitamiento distorsionan la zona de cortante; es típico que ocurran en las arcillas con vetas o lentes de suelos no cohesivos. Cuando la presión de agua (esfuerzo neutro) crece, la resistencia cae, algunas veces a valores tan bajos que ocurre la falla por esfuerzo cortante. La falla comienza por un movimiento horizontal, pero esto conduce a una falla cilíndrica alargada, que a menudo cruza las vetas de material no cohesivo, permitiéndoles drenar. Un ejemplo de esta clase de corrimiento se muestra en la figura 11.19. Se produjo después del deshielo y las lluvias de primavera y finalmente un salidero de una tubería de agua aumentó la presión normal del agua subterránea en las numerosas vetas de arena fina de un grueso depósito de arcilla.

Una segunda forma ocurre en los suelos residuales que conservan los defectos estructurales de la roca original, como son las juntas.^{11:21} Las juntas no pueden resistir tracción y frecuentemente son superficies muy meteorizadas, menos resistentes a esfuerzo cortante que el resto de la masa. La falla puede comenzar con una grieta plana de tracción en la parte superior del talud o una combadura plana en el pie del talud, seguida por cortante a lo largo de una superficie curva en el resto de la masa. Estos corrimientos son comunes en las regiones tropicales en rocas profundamente meteorizadas. La formación meteorizada es generalmente fuerte y por lo tanto se mantendrá segura en taludes muy inclinados; sin embargo, las fallas locales ocurren en áreas donde las juntas están favorablemente orientadas y particularmente después que el equilibrio ha sido



Fig. 11.19 Corrimiento de tierras producido por presión de agua en delgadas vetas de limo no cohesivo y arena fina en un grueso estrato de arcilla.

alterado por algún trabajo de construcción, como la excavación para una carretera, figura 11.18b.

Remedios para corrimientos. Muchos corrimientos son causados por una combinación de factores. Antes de acometer algún remedio debe hacerse un estudio cuidadoso para determinar qué factores son los más significativos en ese caso particular. La estructura de las formaciones de suelo y de roca y las propiedades físicas de los diferentes materiales deben ser determinadas. El nivel del agua subterránea y la presión en grietas y fisuras son particularmente importantes.

Los remedios envuelven el control del mayor número posible de factores. Con frecuencia el mejor remedio se encuentra por tanteo. El drenaje, la reducción de la inclinación del talud, la estabilización del suelo por inyecciones, la remoción de cargas externas, la protección contra la erosión del pie del talud y el proveer soporte con pilotes o muros de sostenimiento de tierras, son remedios que han demostrado ser eficaces en ciertas circunstancias, pero ningún remedio tiene valor a menos que se ajuste a las necesidades específicas del corrimiento cuya corrección se pretende.

Hundimientos. Los hundimientos son realmente movimientos de tierra verticales. Son de dos tipos: rápidos, causados por socavación o por falla de los estratos subyacentes y lentos, causados por consolidación. Los

hundimientos rápidos ocurren frecuentemente en áreas de minas abandonadas. La desintegración de viejas entibaciones de madera en trabajos poco profundos, causa el hundimiento de la roca superior y la formación de una cavidad bajo el suelo. Más tarde o más temprano el suelo que cubre la cavidad se rompe en pedazos hasta que una masa intacta se desliza verticalmente. El mismo fenómeno se produce en áreas con calizas cavernosas subyacentes. Los incontables sumideros que puntúan el paisaje en muchas partes del Este de los Estados Unidos de América, así como en otras partes del mundo, son el resultado de pequeños hundimientos. En algunos casos los hundimientos se han producido por erosión subterránea del agua artesiana en los estratos de material no cohesivo.

Los hundimientos rápidos se pueden producir por las excavaciones para alcantarillados, túneles o edificios. Si se ha sacado de una excavación más suelo que el que corresponde al volumen de la excavación terminada, es indicación de que el suelo se está introduciendo en la excavación a medida que ésta se ejecuta. Este fenómeno conocido por *pérdida de tierra*, es particularmente perturbador en arcillas blandas, como las que se encuentran en Chicago, Detroit, Cleveland y otras ciudades de las áreas que fueron cubiertas por hielo. La pérdida de tierra es la causa del hundimiento de los terrenos circundantes y frecuentemente produce daños a los edificios colindantes. Una entibación cuidadosa y una comprobación para determinar los posibles asentamientos de los edificios son necesarias para impedir tales perturbaciones.

Los hundimientos lentos causados por consolidación del suelo ocurren en áreas en las que se producen aumentos importantes en los esfuerzos del suelo. El área de Long Beach en California se hundió a razón de 25 cm por año en el período de 1941 a 1945 y todavía continúa hundiéndose. El bombeo excesivo en los muchos pozos de petróleo de esa área reduce los esfuerzos neutros en las rocas petrolíferas y aumenta los esfuerzos efectivos. La roca se consolida a medida que se extrae el petróleo y la superficie del terreno se hunde. La ciudad de México también se hunde varios centímetros por año. Esto es causado, probablemente, por el bombeo de agua para el abastecimiento de la ciudad que se toma de los estratos de arena que se encuentran entre las arcillas volcánicas blandas situadas debajo de la ciudad. El único remedio para tales hundimientos es tener en cuenta que se van a producir y proyectar las estructuras a ese efecto o controlar la extracción de agua o petróleo. No se pueden impedir sin corregir las causas.

Los hundimientos pueden inducir esfuerzos en los estratos de suelo o roca que aumentan la falla por otro mecanismo que no está relacionado con el hundimiento. La ruina de un depósito de agua en Baldwin Hills, Los Angeles, es un ejemplo. El hundimiento de una gran área por culpa

del bombeo de los pozos de petróleo produjo la reapertura de una antigua falla. Un borde de la falla cortaba la cimentación del dique de tierra y el fondo del depósito y el movimiento de la misma rompió el revestimiento del depósito. El agua que se filtraba por los salideros ablandó la cimentación, aumentándose los salideros. El depósito falló finalmente por tubificación seguido por el colapso de una parte del dique que cayó dentro del agujero horadado por la filtración.

Desprendimientos de rocas. Los desprendimientos de rocas son movimientos de fragmentos de rocas que se han separado y descienden por taludes empinados. Generalmente se producen en rocas de muchas juntas irregulares y en cortes donde no se ha removido el material suelto producto de las voladuras. Se deben hacer comprobaciones periódicas de las condiciones de la roca en los cortes o de otros taludes empinados en roca, y remover todos los fragmentos inestables. Algunos caminos hay que cerrarlos en las épocas de lluvias o de hielo y deshielo, cuando la presión del agua o la acción de cuña del agua al helarse, puede poner en movimiento la roca suelta. En algunos casos ha sido práctico anclar los fragmentos de roca suelta con barras y cables para impedir su movimiento.

Los pernos para roca se emplean para preesforzar las formaciones con juntas y unir los bloques para formar una masa coherente. Un recubrimiento de concreto sostenido por los pernos para roca puede evitar el movimiento de pedazos de roca que estén sueltos y, al mismo tiempo, proteger la roca de la meteorización. El recubrimiento se debe drenar para evitar que se produzca esfuerzo neutro en las vetas permeables o en las juntas.

Los cortes profundos en roca se hacen con bermas horizontales que recogen los fragmentos de roca que se caen y evitan que rueden toda la altura y adquieren suficiente *momentum* para producir serios daños. Un colchón de arena sobre la berma puede reducir el rebote de los fragmentos de roca que caen. Se han usado rellenos de roca o defensas para evitar que los fragmentos de roca rueden hasta más allá del pie del talud y pongan en peligro a las personas y las edificaciones situadas abajo. En las regiones montañosas se construyen cobertizos contra los aludes, de maderas recias o de concreto, sobre los ferrocarriles o carreteras para protegerlos de los desprendimientos de rocas y de la nieve que se desliza. Cualquier programa de prevención o corrección debe iniciarse con una completa descripción de las juntas, fisuras y planos de estratificación, en los cuales se concentran las fallas. El control de los movimientos en esas superficies es la esencia del proyecto.

REFERENCIAS

- 11:1 L. Bjerrum y Nils Flodin, "The Development of Soil Mechanics in Sweden, 1900-1925, *Geotechnique*, Vol. **X**, 1, marzo 1960.
- 11:2 Fellenius, *Erdstatische Berechnungen*, rev. ed. W. Ernst u. Sohn, Berlín, 1939.
- 11:3 D. W. Taylor, *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1948.
- 11:4 R. V. Whitman y P. J. Moore, "Thoughts Concerning the Mechanics of Slope Stability Analysis", *Proceedings of the Second Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Brasil, 1963.
- 11:5 John M. Lowe, III, "Stability Analysis of Embankments", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM4, julio 1967.
- 11:6 R. V. Whitman y W. A. Bailey, "Use of Computers in Slope Stability Analysis", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM4, julio 1967.
- 11:7 N. Newmark, "Effects of Earthquakes on Dams and Embankments", *Geotechnique*, Vol. **15**, septiembre 1965, p. 140.
- 11:8 D. W. Taylor, "Stability of Earth Slopes", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, julio 1937.
- 11:9 *Blasters Handbook*, E. I. Dupont de Nemours and Company, Wilmington, Delaware, 1958.
- 11:10 G. F. Sowers, *Earth and Rockfill Dam Engineering*, Asia Publishing House, Bombay, 1961.
- 11:11 A. Casagrande, "Notes on the Design of Earth Dams", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. **37**, 1950.
- 11:12 R. W. Clough y R. J. Woodward, III, "Analysis of Embankments Stresses and Deformations", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM4, julio, 1967.
- 11:13 "Problems in the Design and Construction of Earth and Rockfill Dams", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM3, mayo 1967, p. 129.
- 11:14 "Symposium on Rockfill Dams", *Transactions ASCE*, Vol. **125**, Part II, 1960.
- 11:15 J. L. Sherard, "Earthquake Considerations in Earth Dam Design", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM4, julio 1967.
- 11:16 H. B. Seed, "Earthquake Resistant Design of Dams", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, SM1, enero 1966.

- 11:17 H. B. Seed y A. C. Tory, "Seismic Coefficient for Earth Dam Design", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings, ASCE*, Vol. **92**, mayo 1966.
- 11:18 K. Terzaghi, "Mechanism of Landslides", *Application of Geology to Engineering Practice*, Berkey Volume, Geological Society of America, 1950.
- 11:19 H. B. Seed, "Landslides During Earthquakes Due to Liquefaction", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **94**, SM5, septiembre 1968, p. 1053.
- 11:20 L. Bjerrum, "Progressive Failure in Slopes of Overconsolidated Plastic Clay and Clay Shales", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM5, septiembre 1967, p. 1.
- 11:21 B. St. John, G. F. Sowers y C. E. Weaver, "Landslides on Slickensided Surfaces in Residual Soils", *Proceedings of the Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. **2**, México, 1969.

LECTURAS RECOMENDADAS PARA AMPLIAR LO EXPUESTO EN ESTE CAPITULO

1. *Landslides and Engineering Practice*, Special Report 29, Highway Research Board, Washington, 1958.
- ✓ 2. D. P. Krynine y W. R. Judd, *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*, McGraw-Hill Book, Co., Inc., Nueva York 1957.
3. Publicaciones de los Institutos Geotécnicos Sueco y Noruego.
4. W. J. Turnbull y M. S. Hvorslev, "Special Problem in Slope Stability", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM4, julio 1967, p. 499.
5. *Proceedings of the International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, I, Cambridge, Mass., 1936; II, Rotterdam, 1948, III, Zurich, 1953; IV, Londres, 1957; V, París, 1961; VI, Montreal, 1965; VII, México, 1969.
6. *Design of Small Dams*, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, 1960.
7. I.A. W. Bishop, "Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes", *Geotechnique*, Vol. **1**, marzo, 1955.
8. "Proceedings of the 1966 Slope Stability Conference, ASCE", *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division Proceedings, ASCE*, Vol. **93**, SM4, Julio 1967; thirty papers on a wide variety of stability problems.

9. J. L. Sherard, R. J. Woodward, S. F. Gizienski y W. A. Clevenger, *Earth and Earth-Rock Dams*, John Wiley & Sons, Inc., Nueva York, 1963.
10. D. U. Deere, A. J. Hendron, F. D. Patton, y E. J. Cording, "Design of Surface and Near-Surface Construction in Rock", capítulo 11, *Failure and Breakage of Rock*, Eight Symposium on Rock Mechanics, Am. Inst. of Mining Metallurgical and Petroleum Engineers, Nueva York, 1967, p. 238. (Ver también completa, la Parte III.)

PROBLEMAS

11:1 Un talud de 2 (horizontal) a 1 (vertical) fue cortado en arcilla homogénea saturada que pesa $1,795 \text{ kg/m}^3$ y tiene una cohesión de 0.55 kg/cm^2 . El corte tiene 12.80 m de profundidad y el depósito de arcilla se extiende 5.20 m por debajo del fondo del corte. La arcilla se apoya en roca.

- a) Calcular la seguridad del talud usando el ábaco para suelos homogéneos.
- b) Comprobar el resultado usando el análisis de falla circular (método sueco).

11:2 Se ha hecho un corte cuyo talud forma un ángulo de 45° con la horizontal; su profundidad es de 9.20 m. El perfil del suelo es el siguiente:

Profundidad, m	Suelo	Resistencia al esfuerzo cortante kg/cm^2	Peso específico, kg/m^3
0.0- 3.00	Arcilla consistente	$c = 0.75$	$= 1890$
3.0- 7.50	Arcilla consistente	$c = 0.60$	$= 1680$
7.5-12.00	Arcilla media	$c = 0.50$	$= 1795$
12.0	Lutita (roca)		

- a) Hallar el factor de seguridad con respecto a falla profunda, suponiendo que el centro de la circunferencia de falla está sobre el punto medio del talud.
- b) Hallar el factor de seguridad con respecto a falla de pie de talud, suponiendo que el centro de la circunferencia es el mismo del caso anterior.
- c) Comprobar los resultados usando el factor de estabilidad del ábaco y suponiendo que el valor efectivo de c es el promedio ponderal de c de todos los estratos.

- 11:3 Se hizo una excavación con paramentos a 65° con la horizontal en una arcilla parcialmente saturada que tiene las propiedades siguientes: $c' = 0.25 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi' = 15^\circ$ y $\gamma = 1,840 \text{ kg/m}^3$. ¿Hasta qué profundidad se puede llevar esta excavación con un factor de seguridad de 1.2? Usar el ábaco de suelo homogéneo.
- 11:4 Se va a hacer una excavación de 9.20 m de profundidad y 19.80 m de ancho en el fondo, en una arcilla que pesa $1,760 \text{ kg/m}^3$ y con $c = 0.39 \text{ kg/cm}^2$. ¿Qué ancho deberá tener la parte superior de la excavación para tener un factor de seguridad mínimo de 1.3? (Usar el ábaco de coeficiente de estabilidad.)
- 11:5 Un terraplén de arena tiene 12.20 m de altura y 9.20 m de ancho en la corona, siendo la inclinación de los taludes 1.5 (horizontal) a 1 (vertical). El suelo del terraplén tiene: $\varphi = 42^\circ$ y $\gamma = 1,985 \text{ kg/m}^3$. El suelo de cimentación es arcilla con $c = 0.40 \text{ kg/cm}^2$. Calcular el factor de seguridad del terraplén contra la falla de bloque deslizante en la línea de contacto de la cimentación y el relleno.
- 11:6 Se dragó un canal en un suelo cuyas características, cuando está saturado, son: $c = 0.30 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi = 16^\circ$ y $\gamma = 1,985 \text{ kg/m}^3$. El canal tiene 6.70 m de profundidad y la inclinación de los taludes es de 2 (horizontal) a 1 (vertical).
- Calcular el factor de seguridad cuando el canal está lleno de agua. (Usar el ábaco.)
 - Calcular el factor de seguridad si el canal se desagua bruscamente dejando el suelo saturado.
 - ¿Cuál de las dos condiciones es la peor?
- Sugerencia:* Cuando el canal está lleno de agua el peso específico del suelo se reduce por la subpresión en $1,000 \text{ kg/m}^3$.
- 11:7 Se construyó un terraplén de 23.00 m de altura y 12.20 m de ancho en la corona con taludes de 50° . El suelo es arcilla parcialmente saturada. El suelo de los 15 m más altos tiene: $c = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi' = 15^\circ$ y $\gamma = 1,825 \text{ kg/m}^3$. En los 8 m restantes tiene: $c' = 0.45 \text{ kg/cm}^2$, $\varphi' = 12^\circ$ y $\gamma = 1,780 \text{ kg/m}^3$. Calcular el factor de seguridad con respecto a la falla de pie de talud. Usar el método de las dovelas. Suponer que el centro de la circunferencia es el mismo que para arcillas homogéneas saturadas (figura 9.6c).
- 11:8 Atravesando un área de suelo blando compresible se ha construido un terraplén para una carretera, de 7.00 m de altura y de 9.20 m de ancho en la corona; la inclinación de los taludes es de 1.5 (horizontal) a 1 (vertical). El relleno pesa $1,920 \text{ kg/m}^3$

y es una arcilla arenosa homogénea bien compactada. El suelo de la cimentación tiene un peso específico de $1,700 \text{ kg/m}^3$ cuando está saturado y una cohesión de 0.21 kg/cm^2 . Calcular el factor de seguridad contra la falla por capacidad de sustentación, suponiendo que todo el terraplén permanece intacto.

- 11:9 Una presa de tierra tiene 30 m de altura y 6 m de ancho en la corona. El talud aguas arriba tiene un talud de 3 (horizontal) a 1 (vertical) y el talud aguas abajo de 2.5 a 1. La presa consiste en un núcleo de arcilla de 6 m de ancho en la corona y 9 m de ancho en la base. Las propiedades de la arcilla del núcleo son: $c = 0.10 \text{ kg/cm}^2$ y $\gamma = 1,600 \text{ kg/m}^3$; el resto de la presa es arena con $\phi = 41^\circ$ y $\gamma = 1,940 \text{ kg/m}^3$. El suelo de la cimentación es arcilla con $c = 1.25 \text{ kg/cm}^2$ y $\gamma = 1,840 \text{ kg/m}^3$. Una delgada veta de arena con $\phi = 42^\circ$ se extiende por debajo de la presa desde el embalse a una profundidad de 1.20 m aproximadamente y termina a unos pocos metros del pie aguas abajo. Si la carga máxima de agua en la presa es de 26 m sobre la cimentación, calcular la seguridad de la mitad aguas abajo de la presa contra el deslizamiento. Suponga que la presión en la veta de arena es equivalente a la carga total.

- 11:10 Prepare un informe sobre un corrimiento de tierras o una falla de talud que haya sido publicado en una revista de ingeniería. Incluir los siguientes puntos:

1. Descripción de la falla.
2. Serie de hechos que condujeron a la falla.
3. Causa probable.
4. Medidas correctivas, si las hay.

Apéndice 1

Precios unitarios

Los proyectos y análisis de ingeniería no pueden estar divorciados de los costos de construcción. La ciencia y la tecnología han hecho posible que se puedan realizar cosas notables; pero el que sean o no útiles depende de su valor fundamental comparado con su costo. La tabla siguiente le da al estudiante algunos conceptos del costo de los trabajos de suelo y de cimentación. Esta tabla está basada en los costos típicos en los Estados Unidos de América como aparecieron publicados en *Engineering News Record* y otras revistas similares.

CIMENTACIONES

DÓLARES

Excavación en suelo para basamentos	0.80 a 3.30 m ³
Excavación en roca para basamentos	6.50 a 39.20 m ³
Excavación para cimientos en suelo	2.60 a 13.10 m ³
Excavación para cimientos en roca	6.50 a 52.40 m ³
Concreto para cimientos incluyendo cimbra	59.00 a 98.00 m ³
Cimentación por pilares con perforación, incluyendo concreto	59.00 a 85.00 m ³
Pilotes de madera sin tratar, incluyendo hinca	6.60 a 10.00 m
Pilotes de madera tratados, incluyendo hinca	8.00 a 11.50 m
Pilotes de hormigón prefabricados de 50 t, incluyendo hinca	23.00 a 33.00 m
Pilotes de hormigón "in situ" de 50 t, incluyendo hinca	15.00 a 23.00 m
Pilotes de acero H de 10 plg, 50 t, incluyendo hinca	20.00 a 26.00 m
Pilotes de tubos de acero de 10½ plg, 50 t, incluyendo hinca	20.00 a 26.00 m

662 Precios unitarios

ENTIBACIÓN DE EXCAVACIONES

DÓLARES

Tablestacado de madera (6 m de profundidad)	43.00 a 65.00 m ²
Tablestacado de acero o vigas H y tablonc	54.00 a 108.00 m ²
(12 m de profundidad)	

DRENAJE

Instalación y operación de tubos filtrantes, 30 días	49.00 a 131.00 m*
Excavación en suelo en zanja	2.60 a 8.00 m ³
Bombeo, 6 m de carga	0.01 a 0.25/10001
Tubo de drenaje de concreto de 20 cm	6.60 a 13.00 m

TRABAJOS DE TIERRA (presas, terraplenes y grandes rellenos)

Excavación en suelo, colocación y compactación en terraplenes	0.50 a 10.50 m ³ suelo
Lechada de cemento, incluyendo inyección	2.00 a 3.00 saco c*
Inyección de productos químicos, incluyendo inyección	65.50 a 131.00 m ³ suelo

EXPLORACIONES

Sondeo con barrena	5.00 a 10.00 m
Penetración estándar, incluyendo muestras tomadas con el muestreador partido	13.00 a 20.00 m
Perforación con broca de diamantes	26.00 a 40.00 m
Toma de muestra inalterada	10.00 a 40.00 muestra

* De tubo colector.

* De cemento.

Apéndice 2

Edad de las formaciones geológicas

Era	Período	Epoca	Escala de edades*
Cenozoico	Cuaternario	Reciente†	0-11,000 años
		Pleistoceno	11,000-1 millón
	Terciario	Plioceno	1-13 millones
		Mioceno	13-25
		Oligoceno	25-36
		Eoceno	36-58
		Paleoceno	58-63
Mesozoico	Cretáceo	Superior	69-30
		Inferior	90-135
	Jurásico		135-181
	Triásico		181-230
Paleozoico	†	Pérmico	230-280
		Carbonífero	280-310
		Pensilvánico	310-345
		Misisípico	345-405
		Devónico	405-425
		Silúrico	425-500
		Ordovínico	500-600
Precámbrico		Cámbrico	?
		Proterozoico	600†
		Arqueozoico	?

* J. L. Kulp, "Geologic Time Scale", Science, Vol. 133, 1961, p. 1105-1114.

† Hay una controversia considerable en las edades de la Era Paleozoica y en el comienzo de la Epoca Reciente.

Índice alfabético

NOTA: Los números entre paréntesis, que aparecen al lado de cada palabra o frase, se refieren a la sección, subsección y párrafo en que aparece dicha palabra.

Ejemplo: Electroósmosis (4:5, 2, 2), esto quiere decir que la palabra electroósmosis se encuentra en la sección 4:5, en la subsección 2 y en el párrafo 2 de dicha subsección.

Algunas secciones tienen una introducción (que puede tener uno o más párrafos); esta introducción se considera como una subsección y le corresponde el número 1. Las subsecciones están numeradas en orden sucesivo. Cuando no es necesario indicar el número de la subsección o del párrafo, se pone raya en su lugar.

- AASHO, clasificación, (2:10, 3, 1) 102
- Abanico aluvial, (2:3, 2, 3) 73
- Actividad de la arcilla, (1:10, 1, 5) 51
- Acuíferos, (2:8, 2, —) 94
- Adobe, (2:12, 1, 2) 114, (5:1, 2, 4) 260
- Adsorción, (1:9, 1, 1) 47-48
- Agitación del suelo, (4:2, 4, —) 221
- Agua adsorbida, (1:9, 3, —) 48
- Agua artesiana, (2:8, 2, 1) 95
- Agua segregación de, (4:7, 2, 3) 245
- AHLVIN, R. G., (R, 5:13) 316
- Alcantarillas, (8:7, 6, 1) 464
- ALGERMISSEN, S. T., (R 6:3) 386
- Análisis por falla circular (método sueco), (11:1, 5, —) 622
- Análisis termodiferencial, (1:5, 7, 1) 38
- Anclajes, (10:10, 1, 1) 604
- Angulo de fricción interna, (3:13, 5, 1) 177
- Angulo de reposo, (11:1, 12, 1) 629
- Angulosidad, (1:8, 2, 1) 45
- Apisonado, (5:4, 8, 2) 288
- Arcilla, (1:5, —, —) 34, (1:7, 3, 1) 41, (2:12, 1, 3) 114
- Arcilla laminada, (2:3, 6, 3) 82
- Arcilla listada, (2:3, 6, 3) 82, (2:12, 1, 4) 114
- Arcilla, tamaño de la, (1:7, 3, 1) 42
- Arena, (1:7, 3, 1), (2:12, 1, 5) 42
- Arena movediza, (2:12, 1, 6) 115, (3:14, 3, 1) 181, (4:2, 4, 3) 222, (8:5, 11, 1) 453
- Arenisca, (2:4, 3, 1) 83
- Argilita, (2:4, 3, 1) 83
- Asentamiento, cálculo del, (9:3, 4, —) 500
- Asentamiento, causas del, (T. 9:3) 399, (9:4, 2, —) 506
- Asentamiento de cimentaciones en pilares, (10:9, 2, 4) 598
- Asentamiento de estructuras, (9:4, 1, 4) 503
- Asentamiento de terraplenes, (11:4, 3, 1) 640
- Asentamiento del grupo de pilotes, (10:5, 4, —) 576
- Asentamiento del pilote, (10:3, 9, —) 557
- Asentamiento diferencial, (9:4, 1, 4) 503-504, (9:6, 3, 2) 513
- Asentamiento, grietas de, (9:4, 1, 4) 504
- Asentamiento, medida del, (9:4, 1, 2) 503

666 *Indice*

- Asentamiento, método para reducirlo, (9:6, 4, —) 515
 Asentamiento, observación del, (9:4, —, —) 503
 Asentamiento permisible, (9:6, 3, —) 513
 Asentamiento por distorsión, (9:3, 5, —) 491
 Asentamiento, velocidad de, (3:8, 4, 3) 150, (9:3, 4, 4) 499
 ASTM, (R. 6:9) 387
 Ataguías, (8:5, 4, 1) 447
 Atapulgit, (1:5, 6, 3) 38
 ATTERBERG, (1:10, —, —) 51
 AVERY, T. E., (R. 6:7) 387
- Bancos, (2:3, 4, 2) 78
 Banda de escurrimiento, (2:6, 2, 1) 89
 BARKAN, D., (R. 10:3) 610
 BEATON, J. L., (R. 5:14) 316
 Bentonita, (2:12, 1, 7) 114
 BEREZANTSEV, V. G., (R. 10:12) 610
 BESKOW, G., (R. 4:11) 252
 BISHNOI, B. W., (R. 9:23) 537
 BISHOP, A. W., (R. 3:16) 201, (C. 11, 7) 656
 BJERRUM, L., (R. 10:4) 610, (R. 11:1) 656, (R. 11:20) 657
 Boleos, (T. 2:4) 120
 Boussinesq, fórmula de, (9:3, 3, 4) 492
 BOWLES, J., (R. 9:17) 536
 Brechas, (2:4, 3, 2) 83
 BREKKE, T. L., (R. 7:5) 413
- Cajón abierto, (10:9, 4, 2) 603
 Cajón neumático, (10:9, 5, —) 603
 Cajones, (10:9, 4, —) 601
 Calcita, (1:4, 4, 6) 33
 Caliche, (2:12, 1, 8) 114
 Cambio de base (1:9, 4, 3) 50
 Cambio de las condiciones, (C. 6, P. 13) 324
 Cambio de volumen, (T. 3:3) 202, (9:8, 2, —) 524
 Cambio de volumen con el esfuerzo cortante, (3:13, 6, —) 178, (3:14, 4, —) 183
 Caolín, (2:12, 1, 9) 115
 Caolinita, (1:5, 3, —) 36
 Capacidad de carga admisible en el suelo, (9:5, —, —) 506-511
 Capacidad de carga, análisis de la, (9:2, 2, —) 483
 Capacidad de carga de las cimentaciones, (9:2, —, —) 481
 Capacidad de carga de las cimentaciones circulares y rectangulares, (9:2, 4, —) 486
 Capacidad de carga de los pilotes, (10:3, 1, 1) 556, (10:3, 7, —) 563
 Capacidad de carga, ecuaciones de, (9:2, 3, —) 486
 Capacidad de carga en pilares, (10:9, 2, —) 599
 Capacidad de carga en pilotes, (10:3, 1, 1) 556, (10:3, 7, —) 563
 Capacidad de carga en roca, (9:9, 2, 1) 530
 Carga-asentamiento, curva de, (9:2, 1, 1) 483, (9:5, 3, 1) 508
 Carga de agua, (C. 4, P. 4)
 Carga eléctrica superficial, (1:9, 3, 1) 49
 Carga unitaria admisible presumible, (9:5, 2, —) 508, (T. 9:5) 536
 Carreras, (8:5, 2, 3) 447, (8:6, 2, 2) 455
 CARSON, A. B., (C. 9. 6) 537, (C. 10, 2) 611
 CASAGRANDE, A., (R. 1:2) 62, (R. 2:8) 117, (R. 4:1) 251, (R. 4:12) 252, (R. 11:11) 656
 CASAGRANDE, L., (R. 4:7) 251
 Cationes cambiables, (1:9, 4, 1) 50
 Cavernas, (2:5, 5, 1) 87
 Cavidad, (5:7, 6, 1) 311
 CBR (índice de California), (5:8, 4, 3) 313
 CEDERGREN, H. R., (C. 4, 9) 253
 CHAN, C. K., (R. 5:5), (R. 5:6) 315
 CHELLIS, R. D., (R. 10:17) 611, (R. 10:21) 611
 Ciclos de los cambios (F. 2:1) 119
 Cilindro apisonador con llantas neumáticas, (5:4, 8, 10) 283
 Cilindro apisonador con patas de cabra, (5:4, 8, 4) 283
 Cimentaciones, asentamiento de las, (9:6, 3, —) 515
 Cimentaciones con cargas laterales, (9:8, 7, —) 526
 Cimentaciones con pilotes inclinados, (10:6, 2, —) 580
 Cimentaciones de almacenes frigoríficos, (9:8, 4, —) 525
 Cimentaciones de calderas y hornos, (9:8, 5, —) 525
 Cimentaciones de muros de sostenimiento de tierras, (8:4, 9, —) 440

- Cimentaciones de pilotes, (10:1, 2, 1) 546
- Cimentaciones de terraplenes, (11:4, —, —) 638
- Cimentaciones en terraplenes por desplazamiento, (11:4, 2, 3) 640
- Cimentaciones en pilares, (C. 10, P. 4) (10:9, —, —) 598
- Cimentaciones en placa o flotantes, (9:7, 3, —) 520
- Cimentaciones en roca, (9:9, —, —) 527
- Cimentaciones, esfuerzos debidos a las, (9:3, 2, —) 490, (9:3.3, —) 491
- Cimentaciones, estabilidad de las, (9:2, 1, 1) 483
- Cimentaciones, factor de seguridad de las, (9:6, 2, —) 513
- Cimentaciones, falla de las, (9:2, 2, 2) 483
- Cimentaciones, gráfico para el proyecto de las, (9:6, 3, 3) 513
- Cimentaciones, presión debajo de las, (9:3, 3, 2) 490
- Cimentaciones, profundidad de las, (9:1, 1, 1) 478
- Cimentaciones, proyecto de las, (9:6, —, —) 511
- Cimentaciones, requisitos esenciales de las, (9:1, —, —) 478
- Cimentaciones sobre relleno, (9:8, 6, —) 525
- Cimentaciones, tipos de, (9:7, 1, —) 518
- Cimentaciones, vibraciones de las, 9:10, —, —) 531
- Cimientos de zapata, (9:7, 1, —) 519
- Circunferencia sueca, (11:1, 5, —) 619
- Clasificación AASHO, (2:10, 3, 1) 102, (T. 2:4) 117
- Clasificación CAA, (2:10, 6, —) 104
- Clasificación de suelos, (2:10, —, —) 101
- Clasificación de suelos para drenaje, (T. 4:1) 251
- Clasificación de suelos para rellenos, (T. 5:1) 315
- Clasificación de suelos para subrasantes, (T. 5:1) 315
- Clasificación de suelos por textura, (2:10, 2, —) 102
- Clasificación del Departamento de Caminos Públicos, (2:10, 3, —) 103
- Clasificación Unificada de Suelos, (2:10, 4, —) (T. 2:5) 104, 117
- Clorita, (1:5, 6, 2) 38
- CLOUGH, R. W., (R. 7:8) 413, (11:12) 656
- Coefficiente de consolidación, (3:8, 4, 4) 148
- Coefficiente de presión intersticial, (3:15, 6, 1) 187
- Coefficiente de superficie, (6:11, 3, 2) 373
- Coefficiente de uniformidad, (1:7, 5, 3) 43
- Coefficientes de empuje de tierras, (8:1, 2, 2) 418 (8:1, 3, 2) 422 (8:1, 4, 2) 422
- Cohesión, (3:15, 7, 2,) 192
- Color de los suelos, (2:11, 6, —) 109
- Compacidad relativa (1:11, 2, 7) 55
- Compactación, condiciones provisionales para la, (T. 5:2) 317
- Compactación de rellenos hidráulicos, (5:5, 4, —) 294
- Compactación de suelos, (5:2, —, —) 263
- Compactación, pruebas de, (5:2, 5, —) 267
- Compactación, energía de, (5:2, 2, 1) 263, (5:2, 4, —) 267
- Compactación, evaluación de la calidad de la, (5:4, 12, —) 286
- Compactación, métodos de, (5:4, 8, —) 283
- Compactación por explosión, (5:4, 8, 19) 287
- Compactación por vibración, (5:4, 8, 14) 286
- Compactación, regulación del peso específico en la, (5:4, 11, —) 286
- Compactación, requisitos de la, (5:3, 6, —) 274
- Composición de los suelos, (1:3, —, —) 26, (T.1:1) 62, (2:11, 7, —) 109
- Compresibilidad, (3:6, —, —) 135
- Compresibilidad, coeficiente de, (3:6, 4, 3) 138
- Compresibilidad de capas de suelo, (3:6, 3, 1) 137
- Compresibilidad de la roca, (3:7, 9, —) 144
- Compresibilidad de suelo compactado, (5:3, 5, 5) 270
- Compresibilidad de suelos y rocas, (3:7, —, —) 140
- Compresibilidad, ensayo de, (3:6, 2, —) 136
- Compresibilidad estimada, (T. 2:8) 117
- Compresión secundaria, (3:8, 5, —) 150

- Compresión secundaria, coeficiente de, (3:8, 5, 3) 151
- Conducto, (8:7, 5, 2) (F. 8.29) 462
- Conglomerado, (2:4, 3, 1) 83
- Cono holandés, (6:6, 2, 1) 347
- Consistencia de suelos cohesivos, (T. 6:5) 389
- Consolidación, coeficiente de, (3:8, 4, 4) 148
- Consolidación inicial, (3:8, 2, —) 145
- Consolidación, porcentaje de, (3:8, 4, —) 148
- Consolidación, prueba de, (3:6, 2, —) 136
- Consolidación, velocidad de, (3:8, 1, 2) 145
- COOLING, L. F., (R. 2:14) 118
- CORDING, E. J., (C. 11; 10) 658
- Cordón litoral, (2:3, 4, 2) 78
- Coronas de diamantes, tamaños de las, (T. 6:6) 389
- Corrientes de fango, (2:3, 1, 3) 73
- Corrimientos de tierra, (11:6, 3, —) 648
- Corrimientos de tierra cilíndricos, (11:6, 7, —) 649
- Corrimientos de tierra lineales, (11:6, 6, —) 649
- Corrimientos de tierra por licuación, (11:6, 4, —) 649
- Corrimientos de tierra, remedios para los, (11:6, 9, —) 650
- Cortes, (11:2, —, —) 633
- Cortes en Loess. (11:2, 4, —) 633
- Costos, (Apéndice 1) 661-662
- Costos de investigación de suelos, (6:1, 2, —) 326 (Apéndice 1, exploración) 662
- Coulomb, análisis de, (8:3, 4, —) 430
- COYLE, H. M., (R. 10:9) 610
- Creosota, (10:7, 2, 2) 583
- CRISP, R. L., (R. 5:11) 315
- Cuartilico más fino, (1:7, 5, 2) 43
- Curva de saturación total, (5:2, 3, 2) 264
- Curva granulométrica, (1:7, 4, 1) 42
- Curva virgen, (3:6, 4, 1) 138
- Daños producidos por asentamientos, (9:4, 1, 4) 503
- Daños producidos por excavaciones, (8:5, 11, 1) 453
- Daños producidos por heladas, (4:7, 1, —) 244
- D'APOLONIA, E., (R. 9:10) 536
- Darcy, ley de, (3:3, 3, —) 128
- DE BEER, E., (6:4, 3, 2) 336
- Deformación debida al empuje de tierras, (8:2, —, —) 423
- Deltas, (2:3, 3, 2) 77
- Depósitos de ríos, (2:3, 2, —) 76
- Depósitos eólicos, (2:3, 5, —) 79
- Depósitos glaciales (2:3, 6, —) 80, (2:12, 1, 11) 114
- Depósitos lacustres, (2:3, 3, —) 77
- Depósitos marinos, (2:3, 4, —) 78
- Depósitos volcánicos, (1:6, 1, 7) 39, (2:2, 1, 5) 70
- Derrubio, (2:3, 1, 2) 73
- Descenso del nivel de agua, (4:1, 6, 1) 118
- Descripción de los suelos, (2:11, 8, —) 112, (2:11, 9, —) 114, (T. 2:11) 118
- Desembalse rápido, (11:1, 9, 2) 627, (11:5, 6, 2) 645
- Deshielo, (4:7, 1, 4) 245
- Desleimiento, (3:9, 6, —) 156
- Desmoronamiento, (2:5, 5, 1) 86
- Desprendimientos de roca, (11:6, 11, —) 655
- Diagrama de cercas, (6:9, 4, 2) 362
- Diatomeas, (2:3, 3, 3) 76
- Diatomáceas, tierras, (2:12, 1, 28) 115
- Difracción de rayos X, (1:5, 7, 1) 38
- Dilatancia, (2:11, 7, 7) 111
- Diques, (11:3, 4, —) 637
- Doble capa de difusión, (1:9, 3, 2) 48
- Dovelas, método de las, (11:1, 6, —) 624
- Dragalina, (5:4, 2, 4) (Draga) 278, (11:3, 4, 1) 637
- Dren de manto, (4:6, 5, 1) 238
- Dren francés, (4:6, 3, 3) 237
- Drenaje, (4:5, —, —) 233
- Drenaje de excavaciones, (4:6, 7, —) 239
- Drenaje de presas, (4:3, 1, 4) 225, (11:5, 3, 1) 642
- Drenaje de subrasantes, (5:8, 2, 4) 312
- Drenaje del relleno de los muros de sostenimiento de tierras, (8:4, 4, —) 435
- Drenaje, efecto del, (4:6, 10, —) 242
- Drenaje por consolidación, (4:6, 12, —) 243
- Drenaje por desecación, (4:6, 13, —) 243
- Drenaje por evaporación, (4:5, 2, 3) 234
- Drenaje por gravedad, (4:5, 2, 2) 234
- Drenaje por vacío, (4:4, 2, 2) 229
- Drenaje, sistemas de, (4:6, —, —) 235

- Drenaje vertical con pilotes de arena, (4:6, 14, 3) 243
- Drenes interceptores, (4:6, 2, 3) 236
- Drilled-in-Caisson, (10:9, 4, 2) 602
- Dunas, (2:3, 5, 1) (médanos) 79
- DUNCAN, N., (R. 2:6) 117
- DUNHAM, C. W., (C. 9, 3) 537
- DUVALL, W. I., (C. 2, 10) 119
-
- Edad geológica, (Apéndice 2) 663
- Efecto de arco, (8:2, 3, —) 425
- Elasticidad, (3:13, 3, —) 174
- Electroósmosis, (4:5, 2, 2) 234
- Empuje activo de las arcillas, (8:1, 3, 5) 418
- Empuje activo de las arcillas parcialmente saturadas, (8:1, 4, 6) 422
- Empuje activo de los suelos no cohesivos, (8:1, 3, 2) 418
- Empuje de la roca, (8:3, 5, —) 432
- Empuje de tierras, (8:1, —, —) 416
- Empuje de tierras, activo, (8:1, 3, —) 418
- Empuje de tierras, efecto de la deformación en el, (8:2, —, —) 423
- Empuje de tierras en las entibaciones de excavaciones, (8:5, 5, —) 447
- Empuje de tierras en los mamparos o tablestacados, (8:6, 3, —) 455
- Empuje de tierras, en los muros de sostenimiento de tierras, (8:3, 1, —) 427, (8:4, 2, 2) 433
- Empuje de tierras en los pilotes, (T. 10:2) 612
- Empuje de tierras en reposo, (8:1, 2, —) 417
- Empuje de tierras, pasivo, (8:1, 4, —) 421
- Empuje pasivo de las arcillas, (8:1, 4, 5) 422
- Empuje pasivo de las arcillas parcialmente saturadas, (8:1, 4, 6) 422
- Empuje pasivo de los suelos no cohesivos, (8:1, 4, 2) 422
- Energía cinética, (C. 4, P. 4)
- Energía debida a la presión, (C. 4, P. 4)
- Energía potencial, (C. 4, P. 4)
- Engineering News, fórmula, (10:4, 4, —) 574
- Enlaces de hidrógeno, (1:5, 2, 4) 35
- Ensayo de carga, (9:5, 3, —) 508
- Ensayo de carga, interpretación del, (9:5, 3, 3) 509
- Ensayo de compactación, (5:2, 5, —) 267
- Ensayo de compresión sin confinar, (3:12, 6, 3) 171
- Ensayo de esfuerzo cortante, (3:12, 2, —) 168
- Ensayo de esfuerzo cortante, anillo para el, (3:12, 3, —) 169
- Ensayo de esfuerzo cortante con la veleta, (6:12, 2, —) 377
- Ensayo de esfuerzo cortante triaxial, (3:12, 6, —) 170
- Ensayo de laboratorio, programa para el, (6:10, 3, —) 367, (6:13, —, —) 383
- Ensayo de muestras inalteradas, (6:10, 3, —) 367, (6:13, 2, —) 383, (6:13, 3, 1) 388
- Ensayo de penetración, (6:5, 4, 5) 339, (6:6, —, —) 347
- Ensayo de permeabilidad, (3:3, 5, —) 130
- Ensayo Proctor, (5:2, 5, 2) 268
- Ensayo de sacudidas, (2:11, 7, 7) (Pruebas de delatancia) 112
- Ensayos en obra, (6:12, —, —) 376, (T. 6:13) 387
- Entibación de excavaciones, (8:5, 2, —) 442
- Entibación de excavaciones en arcilla, (8:5, 7, —), (8:5, 8, —) 451
- Entibación de excavaciones en arena, (8:5, 6, —) 449
- Entibación de excavaciones, proyecto de, (8:5, 4, —) 447
- Entibación de excavaciones con tablestacas, (8:5, 2, 2) 442
- Entibación de excavaciones, con tabloncillos horizontales, (8:5, 2, 5) 442
- Entibación de excavaciones, vigas verticales o estempletas verticales, (8:5, 2, 2) 442
- Equilibrio elástico, (7:2, 1, 1) 397
- Equilibrio plástico, (7:3, —, —) 402
- Equivalente fluido, (8:4, 2, 4) 433
- ERICKSON, H. B., (R. 5:26) 316
- Erosión por filtración, (4:2, 6, —) 233
- Esféricidad, (1:8, 2, —) 44
- Esfuerzo cortante, (3:10, 1, 2) 157
- Esfuerzo cortante en las cimentaciones de los terraplenes, (11:4, 4, 1) 640
- Esfuerzo debajo de las cimentaciones, (9:3, 3, —) 490, (10:3, 4, —) 559
- Esfuerzo efectivo, (3:5, 2, —) 131, (3:14, 1, 1) 178
- Esfuerzo neutro, (3:5, 3, —) 132, (3:14, 1, 1) 178, (3:14, 2, —) 179, (3:14, 3, —) 180, (3:14, 4, —) 181, (3:14, 5, —) 183, (4:2, 2, —) 220

- Esfuerzo neutro, razón de, (T. 3:2) 202
 Esfuerzo octaédrico, (3:11, 5, 1) 167
 Esfuerzos combinados, (3:10, —, —) 157
 Esfuerzos principales, (3:10, 1, 3) 157
 Esmeclita, (1:5, 5, 1) 37
 Espejo de falla, (2:9, 3, 4) 99
 Estabilidad de bloques, (11:1, 13, —) 630
 Estabilidad de las cimentaciones, (9:2, —, —) 481
 Estabilidad de las masas de tierra, (11:1, —, —) 618
 Estabilidad de las masas de tierra, factor de seguridad, (11:1, 4, 2) 621, (11:1, 15, —) 632
 Estabilidad de taludes, (11:1, 3, —) 620
 Estabilidad de taludes de arcilla blanda, (11:1, 10, —) 627
 Estabilidad de taludes de arcilla parcialmente saturada, (F. 11:8) 657
 Estabilidad de taludes de suelos no cohesivos, (11:1, 12, —) 630
 Estabilidad del fondo de las excavaciones, (8:5, 10, —) 452
 Estabilización bituminosa, (5:6, 7, —) 299
 Estabilización del suelo, (5:1, 5, 2) 260, (5:6, —, —) 295
 Estabilización mecánica, (5:6, 11, 1) 303
 Estabilización por cementación, (5:6, 2, 2) 296
 Estabilización por delicuescencia, (5:6, 3, 1) 297
 Estabilización, inyecciones, (5:7, —, —) 307
 Estabilización química, (5:6, 8, —) 299, (5:6, 12, 1) 304
 Estabilización suelo-cemento, (5:6, 6, —) 298
 Estallido del fondo de las excavaciones, (2:8, 2, 1) 94, (3:5, 5, 2) 134
 Estructura abultada, (1:11, 3, 1) 56
 Estructura cohesiva, (1:11, 4, —) 56
 Estructura compacta, (1:11, 2, 2) 53
 Estructura compuesta, (1:11, 7, —) 58
 Estructura cristalina, (1:11, 8, —) 58
 Estructura de ocontacto, (1:11, 2, 1) 53
 Estructura de la masa, (1:11, 1, 1) 53
 Estructura de matriz, (1:11, 7, 3) 58
 Estructura de panal, (1:11, 3, —) 53
 Estructura, definición de la, (1:11, 1, 1) 52
 Estructura, descripción de la, (2:11, 8, —) 114
 Estructura dispersa, (1:11, 5, —) 56
 Estructura esquelética, (1:11, 7, 4) 58
 Estructura floculada, (1:11, 6, —) 57
 Estructura flotante, (9:6, 4, 7) 515
 Estructura laminar, (1:5, 2, —) 35
 Estructura no cohesiva, (1:11, 2, —) 53
 Estructura orientada, (1:11, 2, 5) 53
 Estructura suelta, (1:11, 2, —) 53
 Estructuras subterráneas, (8:7, —, —) 457
 Excavación abierta, (11:2, —, —) 633
 Excavación diferencial, (9:6, 4, 8) 515
 Excavación, métodos de, (5:4, 2, —) 277
 Expansión, (3:9, 4, —) 154, (9:8, 2, 2) 524, (5:1, 4, 5) 262
 Exploración por resistividad, (6:8, 3, —) 357
 Exploración sísmica, (6:8, 2, —) 354
 Factor tiempo, (3:8, 4, 2) 149
 FADUM, R. E., (R. 9:15) 536
 Falla, cuña de, detrás de entibaciones, (F. 8:21) 471
 Falla de base en talud, (11:1, 3, 2) 620
 Falla de pie de talud, (11:1, 3, 2) 620
 Falla de talud, (11:1, 3, 2) 620
 Falla superficies de, detrás de muros, (8:2, 1, 1) 423
 Falla en taludes, (11:1, 3, 1) 620
 Falla, teorías de, (11:3, 4, —) 637
 Fango, (2:12, 1, 11) 115
 Fango de sondeo, (6:5, 4, 2) 339
 FAUSOLD, M., (R. 10:18) 611
 FELD, J., (C. 1, 2) 62
 Feldespatos, (1:4, 4, 2) 33
 FELLENIUS, W., (11:1, 6, 1) 624, (R. 11:2) 656
 Filtración, fuerzas de, (4:2, 3, —) 220
 Filtración, línea de, (4:1, 4, 1) 215
 Filtración, red de, (4:1, 1, 3) (Red de flujo) 211
 Filtración, regulación de la, (4:3, —, —) 225
 Filtración, velocidad de, (4:1, 2, 1) 212
 Filtros, (4:3, 2, —) 227
 FINN, W. D., (R. 7:4) 413
 Finos, (1:7, 3, 1) 42
 FLETCHER, G., (R. 6:12) 6
 Flóculos, (1:11, 4, 2) 56
 FLODIN, N., (R. 11:1) 656
 Fluencia, (3:18, —, —) 197
 Fluencia del suelo detrás de los muros, (8:2, 1, 3) 423
 Flujo, canal de, (4:1, 3, 2) 213
 Flujo capilar, (4:4, 4, 1) 230

- Flujo, líneas de, (4:1, 1, 1) 211
 Forchimer, método de, (4:1, 3, 2) 213
 Forma del terreno, (6:3, 4, 1) 334
 Foso colector, (4:6, 4, 1) 237
 Fotografía aérea, interpretación de la, (6:2, —, —) 327
 Franja capilar, (4:4, 2, 1) 229
 Fricción de muro y suelo, (8:2, 4, —) 426, (8:3, 4, 1) 430
 Fricción de pilotes y suelo, (T. 10:3) 610
 Fricción interna, (3:13, 5, 1) 177
- Geofísica, exploración, (6:8, —, —) 353
 Geológica, fuentes de información, (6:2, 3, —) 328
 Geológico, estudio, (6:2, 1, —) 327
 GIBBS, R. J., (R. 3:10) 200, (R. 6:17) 388
 GIRIJAVALLABHAN, C. V., (R. 7:7) 413
 GLOSSOP, R., (R. 2:14) 118
 GOLUBKOU, V. N., (R. 10:12) 610
 GOODMAN, L. S., (R. 9:16) 536
 GOODMAN, R. E., (R. 7:15) 413
 Gradiente crítico, (4:2, 5, 2) 223
 Gradiente destructivo, (4:2, 7, 1) 224
 Gradiente hidráulico, (3:3, 3, 1) 128
 Gradiente térmico, (4:7, 2, 2) 246
 Grado de saturación, (1:3, 2, 4) 28
 Graduación, (1:7, 4, 1) 42, (2:11, 7, 3) 112
 Gráfica de plasticidad, (f. 2:14)
 Gran grupo de suelos, (2:7, 2, 1) 90
 Granos aciculares, (1:8, 5, —) 47
 Granos escamosos, (1:8, 4, —) (granos laminares) 46
 Granos, forma de los, (1:8, 6, —) 47
 Granos, tamaño de los, apreciación del, (T. 2:9) 117
 Granos, tamaño de los, ensayo del, (1:7, 2, —) 41
 Granos, tamaño de los, escala de, (1:7, 3, —) 42
 Granos, tamaño de los, gráfico del, (1:7, 4, —) 42
 Granulometría, (1:7, 3, —) 42
 Grava, (12, 1, 12)
 Grava, tamaño de la, (1:7, 3, 1) (T. 2:9) 42, 117
 GREGG, L. E., (C. 2, 5) 118
 Grietas en edificios, (9:4, 1, 4) 504
 Grietas en taludes, (11:1, 8, —) 626
 GRILLO, O., (R. 10:10) 610
- GRIM, R. E., (R. 1:3) 62
 Guías, (10:2, 2, 1) 548
 Gumbo, (2:12, 1, 13) 115
- Haloisita, (1:5, 4, 1) 36
 HANSEN, J. B., (R. 8:5) 470
 Hardpan, (2:12, 1, 14) 115
 HARR, M. E., (C. 4, 6) 252, (C. 8, 2) 471
 HAZEN, A., (R. 3:1) 200
 Heladas, acción de las, (4:7, —, —) 244
 Heladas, acción de las, en muros de sostenimiento de tierras, (8:4, 5, —) 436
 Heladas, bombeo producido por las, (4:7, 1, 4) 245
 Heladas, levantamientos producidos por las, (4:7, 1, 1) 245
 Heladas, línea de las, (4:7, 2, 2) 246
 Heladas, penetración de las, (4:7, 4, —) 248
 Heladas, prevención de las, (4:7, 5, —) 249
 Heladas, suelos susceptibles a las, (4:7, 3, —) 248
 HENDRON, A. J., (C. 11, 10) 658
 HENKEL, J. D., (R. 3:16) 201
 Hervideros, (4:2, 4, —) 221
 Hielo, capas de, (4:7, 2, 1) 246
 Hígado de buey, (2:12, 1, 15) 115
 Hiley, fórmula de, (10:4, 3, 3) 572
 Histéresis, (3:13, 2, 1) 174
 HOLTZ, W. G., (R. 3:10) 200, (R. 5:12) 315, (R. 6:17) 388
 Horizontes, (2:7, 3, 1) 91
 HOUSEL, W. S., (R. 10:2) 610
 Humedad, (1:3, 3, 1) 28
 Humedad capilar, (4:4, —, —) 230
 Humedad, control de la, en los rellenos, (5:4, 6, —) 281, (5:4, 11, —) 290
 Humedad discontinua, (4:4, 2, 1) 229
 Humedad óptima, (5:2, 3, 1) 265
 Humedad, peso específico, curva de, (F. 5:1) 317
 Hundimientos, (11:6, 10, —) 653
 Hundimientos debidos a excavaciones, (8:5, 9, 2) 452
 HVORSLEV, M. J., (R. 6:8) 387
- Identificación de los minerales arcillosos, (1:5, 7, —) 38
 Identificación de los suelos, (2:11, —, —) 106

- IDRISS, I. M., (R. 7:9) 413
 Ilita, (1:5, 6, 1) 38
 Indice de California, (5:8, 4, 3) 314
 Indice de compresión, (3:6, 5, 3) 139
 Indice de fluidez, (1:10, 1, 5) 51
 Indice de plasticidad, (1:10, 1, 4) 51
 Ingeniería de suelos, (1:2, 1, 5) 25
 Inspección del lugar, (6:2, 5, —) 329
 Investigación de exploración, (6:4, —, —) 334, (T. 6:3) 386
 Inyecciones de lechada, (5:7, —, —) 307
- JENKINS, D. S., (C. 2, 5) 118
 JOHN, K. W., (C. 2, 9) 118
 JOHNSON, A. W., (R. 4:10) 252
 JUDD, W. R., (C. 2, 3) (C. 11, 2) 657
 Juntas, (2:4, 2, 2) 83, (2:9, 3, 3) 99
 JURGENSON, L., (R. 9:7) 536
- Kames, (2:3, 6, 3) 81
 KAROL, R. H., (R. 5:27) 316, (3. 9:16) 536
 KENNEDY, T. B., (R. 5:24) 316
 KERISEL, J., (R. 8:6) 470, (R. 10:11) 610
 KISHIDA, H., (R. 10:19) 611
 KO, H. K., (R. 3:17) 201
 KHRISTOFOROV, V. S., (R. 10:12) 610
 KRUMSEIN, W. C., (R. 1:7) 62
 KRYNINE, D. P., (C. 11, 2) 657
- Lago de brazo muerto de río, (2:3, 2, 10) 76
 LAMBE, T. W., (R. 1:5) 62, (R. 3:3) 200, (R. 3:20) 201, (C. 3, 6) 202
 LANE, E. W., (R. 9:2) 535
 Lateritas, (2:7, 4, 1) 93, (2:12, 1, 16) 115
 LAURSEN, E. M. (R. 9:3) 535
 Lechada (grouting), (5:7, —, —) 307
 LEGGETT, R. F., (C. 2, 4) (R. 6:2) 386
 LEONARDS, G. A., (R. 5:7) (C. 9, 1) (C. 10, 4)
 Levantamientos, (C. 2, p. 1) (Ejemplo 3:1) 202, (4:2, 4, —) 221, (8:5, 10, 2) 453
 Licuación, (3:14, 4, 6) 182
 Ligazón de hidrógeno, (1:5, 2, 4) 35
- Límite de retracción, (1:10, 1, 3) 51, (3:9, 3, —) 153, (Límite de contracción)
 Límite líquido, (1:10, 1, 3) 51
 Límite plástico, (1:10, 1, 3) 51
 Límites de Atterberg, (T. 1:3) 62
 Limo, (1:7, 3, 1) 42, (2:10, 4, 1) 103, (2:12, 1, 17) 115
 Limo glacial, (1:11, 7, 4) 58
 Limo, tamaño del, (1:7, 3, 1) 42
 Línea equipotencial, (4:1, 2, 1) 212
 LITVINOV, I. M., (R. 5:23) 316
 Loess, (2:3, 5, 3) 79, (2:12, 1, 19) 115, (9:8, 3, —) 525
 Loess, excavación en, (11:2, 4, —) 634
 Loess Loam, (2:3, 5, 3) 80, (2:12, 1, 19) 115
 LOWE, J. M., (R. 11:5) 656
 LUEDER, D. R., (R. 6:5) 387
 Lutita, (2:4, 3, 1) 83
- LLANURAS GLACIARICAS, (2:3, 6, 3) 81
- Macroestructura, (1:11, 9, —) 60
 Mamparos anclados, (8:6, —, —) 454
 Manantial, (2:8, 3, 1) 98
 MANSUR, C. I. (R. 4:6) 251
 Marga, (2:3, 4, 1) 78, (2:12, 1, 20) 116
 Martillo de maza, (10:2, 3, 1) 549
 Martillo de vapor de doble efecto, (10:2, 3, 3) 550
 Martillo de vapor de simple efecto, (10:2, 3, 2) 549
 Martillo Diesel, (10:2, 3, 5) 550
 Martillo para hinca de pilotes, (T. 10:1) 612
 MARTIN, C. D. (R. 10:18) 611
 MATLOCK, H., (R. 10:20) 611
 Mecánica del suelo, (1:2, 1, 5) 25
 Mecánica de la roca, (1:2, 1, 5) 25
 Mediana, (1:7, 5, 2) 43
 Menisco, radio del, (3:1, 4, —) 125
 Meteorización de las rocas, (1:4, 3, —) 31, (2:2, 2, 2) 71
 MEYERHOF, (r. 6:15) 387, (R. 9:5) 536, (R. 9:6) 536, (R. 10:6) 610, (R. 10:13) 610
 Microestructura, (1:11, 1, 1) 53
 MIDDLEBROOKS, T. A., (R. 4:3) 251
 MILLER, E. A., (R. 5:21) 316

MINDLIN, R. D., (10:3, 5, 3) 560
 Minerales arcillosos, (1:4, 4, 2) 33, (1:5, —, —) 34
 Minerales ferromagnesianos, (1:4, 4, 4) 33
 Modelos, (7:5, 5, —) 412
 Módulo de elasticidad, (3:11, 2, 1) 164
 Módulo de Poisson, (3:11, 3, —) 165
 Módulo de Reacción de la subrasante, (5:8, 4, 2) 313
 Mohr, circunferencia de, (3:10, 2, —) 160
 Mohr, teoría de la falla de, (3:11, 4, 1) 165
 Montmorilonita, (1:5, 5, —) 37
 MOORE, P. J., (R. 11:4) 656
 Morrenas, (2:3, 6, 2) 81
 Movimiento browniano, (1:11, 4, 1) 56
 Movimiento de las masas de suelo, causas del, (11:1, 2, —) 618, (11:6, 1, 1) 646
 Muestreador Demison, (6:11, 7, 1) 375
 Muestreador de paredes delgadas, (6:11, 4, —) 372
 Muestreador de pistón, (6:11, 5, —) 374
 Muestreador para la densidad de campo (F. 5:8) 315
 Muestreador para muestras inalteradas, (F. 6:16) 387
 Muestreador partido, (6:5, 4, 3) 339
 Muestreador rotatorio, (6:11, 7, —) 375
 Muestra con barrena, (6:5, 2, 4) 337
 Muestra inalterada, definición de, (6:11, 1, —) 368
 Muestra inalterada en arena, (6:11, 8, —) 375
 Muestra inalterada en trozos, (6:11, 2, —) 368
 Muestra inalterada, preparación de la, (6:13, 2, —) 383
 Muestra inalterada profunda, (6:11, 3, —) 370
 Muestra inalterada tomada directamente, (6:11, 2, —) 368
 Muestras, tamaño de las, para las pruebas, (T. 6:11) 386
 Muestras, peso de las, para las pruebas, (T. 6:10) 386
 Muro de contrafuertes, (8:4, 7, 6) 438
 Muro de gravedad, (8:4, 7, 4) 437
 Muro en voladizo, (8:4, 7, 5) 438
 Muros de sostenimiento de rocas, (8:4, 8, —) 439
 Muros de sostenimiento de tierras, (8:4, —, —) 433

Muros de sostenimiento de tierras, inclinación de los, (8:4, 3, —) 434
 Muros de sostenimiento de tierras, proyecto de los, (8:4, 7, —) 437
 Muros de sostenimiento de tierras, tipos de, (F. 8:6) 470
 Muskeg, (2:7, 2, 1) (2:12, 1, 25) 91, 116
 NADI, A., (R. 7:3) 413
 Newmark, gráfico de, (F. 9:13) 536, (F. 9:14) 536
 NEWMARK, N. M., (R. 9:9) 536, (R. 11:7) 656
 NICHOLS, H. L., (R. 5:8) 315
 Nivel de agua colgada, (2:8, 2, 1) 94
 Nivel de agua subterránea, (2:8, 1, 1) 94, (9:1, 1, 8) 479, (9:8, 1, 1) 523
 Nivel freático, (2:8, 1, 1) 94
 Nivel piezométrico, (C. 4, P. 4) (4:1, 6, 1) 218, (6:7, 3, —) 353
 OBERT, L., (C. 2, 10) 118, (R. 8:19) 471
 Organismos marinos, (10:7, 2, 2) 583
 Osmosis térmica, (4:4, 4, 6) 230
 OSTERBERG, J. O., (R. 4:11) 252
 PALAKOWSKI, N. H., (R. 7:2) 413
 Pandeo de pilotes, (10:3, 2, 1) 556
 Pantano, (2:8, 3, 1) 98
 PARSON, J. D., (R. 10:5) 610
 PATTON, F. D., (C. 11, 10) 658
 Pavimentos, (5:8, 2, —) 312
 PECK, R. B., (R. 3:2) 200, (R. 6:11) 387, (R. 8:8) 470
 Pedernal, (2:5, 1, 2) 84
 Pedogénesis, (2:7, —, —) 90
 Pedología, (2:7, 1, 2) 90
 Pérdida de carga, (3:3, 3, 1) (C. 4, P. 5) 128
 Pérdida de tierra, (8:5, 11, —) 453
 Perdigón, (2:12, 1, 21) 116
 Permeabilidad anisótropa, (3:4, 2, 2) 131
 Permeabilidad de los suelos, (3:3, —, —) (3:4, —, —) 128, 131
 PERROT, W. E., (R. 5:25) 316
 Peso específico, (1:3, 3, 3) 28
 Peso específico crítico, (3:13, 6, 1) 178
 Peso específico de campo, prueba de (5:4, 11, —) 220

- Peso específico de la arena, (1:11, 2, 7) 55
- Peso específico de suelos no cohesivos, (1:11, 2, 7) 54, (2:11, 3, —) 108, (T. 6:4) 387
- Peso específico, definición (1:3, 3, 2) 28
- Peso específico, descripción (2:11, 3, —) 108, (T. 2:7) 117
- Peso específico, prueba de, (5:4, 11, 2) 290
- Peso específico máximo, (5:2, 3, 1) 264
- Peso específico seco, (5:2, 3, 1) 264
- Peso específico de la masa o aparente, (1:3, 3, 3) 28
- Peso específico relativo de los sólidos, (1:3, 3, 3) 28
- PETTERSON, K. E., (11:1, 5, 1) 622
- Pie de monte, (2:3, 2, 4) 74
- Piedras, (2:12, 1, 22) 116
- Piezómetros, (6:7, 3, —) 353
- Pilar en pozo, (10:9, 3, —) 599
- Pilar, método de Gow, (10:9, 3, 2) 600
- Pilotes, análisis por onda, (10:4, 2, —) 571
- Pilotes, capacidad de carga de los, (10:3, —, —) 555, (10:3, 7, —) 563
- Pilotes, capacidad de carga del grupo de, (10:5, 2, —) 575
- Pilotes, carga lateral en los, (10:6, —, —) 579
- Pilotes compuestos, (10:7, 7, —) 593
- Pilotes cónicos, (10:7, 1, 2) 581
- Pilotes de arena, (10:7, 8, —) 593
- Pilotes de arena para compactación, (5:4, 8, 17) 283
- Pilotes de arena para drenaje, (4:6, 14, 3) 243
- Pilotes de bulbo, (10:7, 4, 8) 586
- Pilotes de carga, (10:1, 2, 1) 546
- Pilotes de concreto construidos *in situ*, (10:7, 4, —) 586
- Pilotes de concreto prefabricados, (10:7, 2, —) 585
- Pilotes de fricción, (10:3, 4, 1) 559
- Pilotes de madera, (10:7, 2, —) 583
- Pilotes de mecha, (4:6, 14, 3) 243
- Pilotes de pedestal, (10:7, 4, 8) 586
- Pilotes de perfiles de acero, (10:7, 5, —) 590
- Pilotes de punta de botón, (10:7, 4, 6) 589
- Pilotes de tubo, (10:7, 6, —) 592
- Pilotes, definición de los, (C. 10, P. 4) Pilotes, desplazamiento de los, (10:3, 3, 4) 557
- Pilotes, ensayo de carga de los, (10:3, 7, 1) 563
- Pilotes en tracción, (10:1, 2, 2) (10:3, 10, —) 546
- Pilotes, equipo para la hincas de los, (10:2, 2, —) 548
- Pilotes, espaciamiento de los, (10:8, 5, —) 596
- Pilotes, exceso de hincas de los, (10:7, 2, 3) 583
- Pilotes, factor de seguridad de los, (10:4, 4, 1) 574, (10:8, 4, 1) 595
- Pilotes, forma de los, (10:7, 1, —) 581
- Pilotes, fórmulas de hincas de los, (10:4, 3, 1) 572
- Pilotes H, (10:7, 5, 2) 591
- Pilotes, hincas de los, (10:2, 1, —) 548
- Pilotes, hincas por chiflón de agua de los, (10:2, 5, 1) 554
- Pilotes inclinados, (10:1, 2, 3) 546, (10:6, 2, —) 580
- Pilotes, losa sobre los, (10:8, 8, —) 597
- Pilotes monotubo, (10:7, 4, 5) 590
- Pilotes, proyecto de cimentación de, (10:8, —, —) 594
- Pilotes Raymond escalonado, (10:7, 4, 3) 590
- Pilotes Raymond normal, (10:7, 4, 2) 587
- Pilotes, rebote de los, (10:2, 4, 1) 553
- Pilotes, registro de la hincas de los, (10:8, 7, 1) 596
- Pilotes, resistencia como columna de los, (10:3, 2, —) 548
- Pilotes resistentes por la punta, (10:3, 4, 1) 553
- Pilotes tipo proyectil, (10:7, 7, 3) 597
- Pilotes, uso de los (10:1, 2, —) 546
- Pisones, (5:4, 8, 2) 283
- Pizarra, (2:6, 1, 1) 88
- Plasticidad, descripción y apreciación de la, (2:11, 7, 9) 112
- Plasticidad, gráfica de la, (F. 2:14) 118
- Plataforma de descarga o alivio, (8:4, 9, 4) 440, (11:4, 2, 3) 638
- POLSHIN, D. E., (R. 9:14) 536
- Polvo de roca, (2:12, 1, 23) 116
- Poros, (1:3, 2, 1) 27
- Porosidad, (1:3, 2, 2) (1:3, 2, 3) 27, 28
- Potencial sísmico, (6:2, 2, —) 327
- Pozos de descarga, (4:3, 1, 4) 226
- Pozos de exploración, (6:5, 6, —) 346
- Pozos filtrantes, (4:6, 9, —) 239

- Pozos filtrantes con vacío, (4:6, 9, 4) 240
- Pozos para el descenso del nivel de agua, (4:1, 6, —) 218
- Pozos de prueba, (6:5, 6, 1) 346, (6:11, 2, 1) 368
- Preconsolidación, (3:7, 3, —) 141, (F. 3:12) 202, (9:6, 4, 11) 515
- Preesfuerzo, (8:5, 9, 3) 452
- PRENTIS, E. A., (R. 10:25) 611
- Presas de tierra, (4:3, 1, —) 225
- Presas de tierra, filtración en las, (4:1, 4, —) 215, (4:3, 1, —) 225, (11:5, 5, —) 644
- Presas de tierra, proyecto de las, (11:5, 5, —) 644, (11:5, 6, —) 645
- Presas de tierra, secciones de las, (11:5, 4, —) 644
- Presión anterior, (3:16, 1, 2) 195
- Presión de contacto en cimientos, (9:3, 6, —) 502
- Préstamo, (5:1, 2, 1) (5:4, 4, 1) 259, 280
- PROCTOR, R. R., (5:2, 1, 1) 263
- PRUGH, B., (R. 5:10) 315
- RAMOT, T., (R. 10:16) 611
- Rankine, fórmula de, (8:1, 4, 7) 421
- Rastrillo impermeable, (4:3, 1, 2) 225
- Reamasado, (1:11, 5, 1) 56, (1:11, 6, 2) 57, (3:15, 9, 1) 193
- Reamasado debido a la hinca de pilotes, (10:3, 3, 3) 557
- Recalce, métodos de, (10:11, —, —) 607
- Recalce, método de ensayo previo, (10:11, 1, 8) 609
- Recalce por pozos, (10:11, 1, 4) 608
- Recarga, (4:6, 11, —) 242
- Reconocimiento, (6:2, —, —) 327
- Rechazo, (6:5, 5, 1) 342
- Recuperación de muestras, (6:5, 5, 6) 246
- Redondez, (1:8, 2, 1) 44
- REESE, L. C., (R. 7:7) 413, (R. 10:8) 610, (R. 10:20) 611
- Registro de sondeo, hoja para dibujar los datos del, (6:9, 2, —) 360, (F. 6:12) 387
- Relación de vacíos, (1:3, 2, 1) 27, (1:3, 2, 3) 28
- Rellenar, operación de, (5:4, 9, —) 288
- Relleno, (2:12, 1, 24) 144, (5:1, 2, 1) 259
- Relleno, colocación del, (5:4, 6, —) 281
- Relleno de roca, (5:4, 10, —) 289
- Relleno en muros de sostenimiento de tierras, (8:4, 6, —) 437
- Relleno hidráulico, (5:5, —, —) 292
- Relleno hidráulico, ejecución del, (5:5, 3, —) 293
- Relleno, método de desplazamiento, (11:4, 2, 3) 638
- Relleno, selección del, (5:3, 6, —) 274
- Reología, (7:4, —, —) 405
- Reprecipitación, (1:4, 5, —) 34
- Reptación, (11:6, 2, —) 646, (2:3, 1, 1) 73
- Resistencia al esfuerzo cortante, (3:11, 4, 2) 165
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cementados, (3:17, —, —) 196
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos compactados, (5:3, 5, —) 270
- Resistencia al esfuerzo cortante, de los suelos cohesivos parcialmente saturados, (3:16, —, —) 194
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos cohesivos saturados, (9:15, —, —) 184
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no cohesivos húmedos, (3:14, —, —) 178
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos no cohesivos secos, (3:13, —, —) 172
- Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos sin drenaje, (3:15, 7, —) 186
- Resistencia al esfuerzo cortante, descripción y apreciación de la, (T. 2:6) 117
- Resistencia al esfuerzo cortante, efecto de la velocidad de aplicación de la carga en la, (3:15, 2, —) 184
- Resistencia al esfuerzo cortante para el análisis de taludes, (11:1, 14, —) 632
- Resistencia al esfuerzo cortante, relación con la penetración, (F. 6:8)
- Resistencia al esfuerzo cortante residual, (3:13, 7, —) 173
- Resistencia anisótropa, (3:15, 11, —) 194
- Resistencia a penetración, (6:5, 4, 5) 339, (10:3, 7, 10) 563
- Retracción, (3:9, 2, —) 153, (9:1, 1, 4) 479, (5:1, 4, 4) 261
- Retracción, grietas de, (3:7, 3, 4) 141
- RICHART, F. E., (R. 4:8) 252, (R. 8:14) 471, (R. 9:24) 537

- ROBESON, F. A., (R. 5:11) 315
 Roca, definición de, (1:1, 3, —) 23
 Rocas, clasificación de las, (2:9, —, —) 98
 Rocas, deslizamiento de las, (C. 3, P. 2)
 Rocas ígneas, (2:2, —, —) 70
 Rocas metamórficas, (2:6, —, —) 88
 Rocas, minerales de las, (1:4, 4, —) 33
 Rocas, pernos para, (8:7, 9, —)
 Rocas, resistencia de las, (2:9, 2, —) 98, (3:17, 2, —) 196
 Rocas sedimentarias calcáreas, (2:5, —, —) 84
 Rocas sedimentarias clásticas, (2:4, —, —) 82
- ST. JOHN, B., (R. 11:21) 657
 SANGLERAT, G., (R. 6:10) 387
 Saprolitas, (2:2, 2, 3) 71, (2:6, 3, 1) 89
 SCHMUCK, H. K., (R. 8:20) 471
 SCHULTZE, E., (R. 6:16) 387
 SCOTT, R. F., (R. 3:17) 201, (C. 3, 8)
 SEED, H. B., (R. 1:18) 62, (R. 3:19) 201, (R. 5:5) 315, (R. 7:9) 413, (R. 10:8) 610, (R. 11:16) 656
 Sensibilidad, (1:11, 6, 2) 57, (3:7, 4, —) 143, (3:15, 9, —) 193
 SEWELL, E. C., (R. 9:20) 537
 Shelby, tubo para tomar muestras, (6:11, 4, 1) 371
 SHERRARD, J. L., (R. 11:15) 656
 Sifonamiento, (4:2, 6, —) (Tubificación) 223
 SKEMPTON, A. W., (R. 2:14) 118, (R. 3:6) 200, (R. 9:13) 536
 SMITH, T. W., (R. 4:5) 251
 Sobrecarga, (9:2, 2, 3) 483
 Sobrecarga detrás de los muros de sostenimiento de tierras, (8:3, 2, —) 428, (8:3, 3, —) 428
 Socavación, (9:1, 1, 5) 478
 Sondeos, con barrena, (6:5, 2, —) 337
 Sondeos con corona de diamantes, (6:5, 5, 3) 343
 Sondeos, espaciamiento de los, (6:4, 2, —) 335
 Sondeos en prueba de penetración estándar, (6:5, 4, —) 339
 Sondeos, profundidad de los, (6:4, 3, —) 335, (R. 6:2) 386
 Sondeos, registro de los, (6:9, 2, —) 360
 SOWERS, G. F., (R. 3:7) 200, (R. 3:13) 201, (R. 3:18) 201, (R. 5:21) 316, (R. 6:1) 386, (R. 8:9) 470, (R. 9:19) 537, (R. 9:21) 537, (R. 10:18) 611, (R. 11:10) 656, (R. 11:21) 657
- SPANGLER, M. G., (R. 8:17) 471
 STAFFORD, G. V., (R. 4:5) 251
 STOKES, W. L., (R. 2:16) 118
 Subpresión, (4:2, 3, —) 220, (9:8, 1, —) 523
 Subrasante, (5:1, 2, 2) 259, (5:8, 2, 4) 312
 Subrasante, construcción de la, (5:8, 3, —) 313
 Subrasante, evaluación de la, (5:8, 4, —) 313, (T. 5:1) 315
 Suelo, definición de, (1:1, 2, —) 23
 Suelos aluviales, (2:3, 2, —) 73
 Suelos cementados, (1:11, 7, 1) 58, (2:3, 2, 5) 74, (2:3, 5, 6) 79 (3:7, 5, —) 144
 Suelos cohesivos, (1:9, 6, 1) 50
 Suelos, composición mineral de los, (T. 1:1) 62
 Suelos, costo de investigación de los, (6:1, 2, —) 326
 Suelos depositados, (2:3, —, —) 73
 Suelos expansivos, (3:7, 6, —) 140
 Suelos, fases en los, (1:3, 1, —) 26
 Suelos, horizontes en los, (2:7, 3, 1) 91
 Suelos, identificación de los, (2:11, —, —) 106
 Suelos no cohesivos, (1:9, 6, 1) 50
 Suelos no cohesivos, elasticidad de los, (3:13, 3, —) 174
 Suelos orgánicos, (1:6, —, —) 39, (2:3, 3, 3) 77
 Suelos, perfil de los, (6:9, 3, 2) 361
 Suelos, planeamiento para la investigación de los, (6:1, 2, —) 326
 Suelos residuales, (2:2, 2, —) 71, (2:4, 4, —) 83, (2:5, 4, —) 84, (2:6, 3, —) 89
 Suelos transportados, (2:3, —, —) 73
 Sumideros, (F. 2.8) 117
 SWIGER, W. F., (R. 5:24) 316
 SZECHY, K., (R. 8:16) 471
- Talud de los muros de sostenimiento de tierras, (8:4, 3, —) 434
 Taludes de excavaciones, (11:2, 1, 1) 633
 Tamaño efectivo, definición de, (1:7, 5, 1) 43
 Tamices, (1:7, 2, 1) (Mallas) 41
 TAN, T. K., (R. 3:4) 200

- TAYLOR, D. W., (C. 3, 1) 202, (C. 4, 2) 252, (R. 11:3) 656
- TAYLOR, R. L., (R. 7:5) 413
- TENG, W., C., (C.10:1) 611
- Tensión capilar, (3:1, 3, —) 123
- Tensión superficial, (3:1, —, —) 122
- Teoría del empuje de tierras de Coulomb, (8:3, 4, —) 430
- Termoósmosis, (4:4, 4, 6) 230
- Terraplenes, (5:1, 2, 1) 259
- Terraplenes, cimentación de los, (11:4, —, —) 638
- Terraplenes de carreteras y ferrocarriles, (11:3, 2, —) 635
- Terraplenes, materiales para los, (T. 5:1) 317
- Terraplenes, proyecto de los, (11:3, 2, —) 635
- Terrazas, (2:3, 2, 3) 74
- Terremotos, (6:2, 2, —) 327
- Terremotos, esfuerzos producidos por los, (7:1, 4, —) 396, (11:1, 7, —) 618
- Terrenos helados permanentemente, (4:7, 6, —) 250
- Terrenos orgánicos, (mucks), (2:7, 6, 1), 93, (2:12, 1, 11) 116
- TERZAGHI, K., (3:6, 1, 3) 135, (R. 3:2) 200, (R. 4:2) 251, (R. 6:11) 387, (R. 8:1) 470, (R. 8:2) 470, (R. 8:3) 470, (R. 8:7) 470, (R. 8:11) 471, (R. 8:18) 471, (R. 9:4) 535, (R. 9:11) 536, (R. 11:18) 657
- Textura, (1:11, —, —) 52
- THORNLEY, J. H., (C. 10, 3) 612
- Tierra arcillosa ligera (loam), (2:12, 1, 26) 115
- Tierra de batán, (2:12, 1, 27) 116
- Tierra vegetal, (2:12, 1, 29) 116
- TIMOSHENKO, S. P., (R. 7:11), 413
- Toba, (2:3, 5, 5) (2:12, 1, 30) 117
- TOCH, A., (R. 9:3) 535
- TOKAR, R. A., (R. 9:14) 536
- TORY, A. C., (R. 11:17) 657
- Trap, (2:12, 1, 32) 117
- TSCHBOTARIOFF, G. P., (R. 8:12) 471, (R. 9:25) 537, (R. 10:23) 611
- Tubificación, (4:2, 6, —) 223
- Tundra, (2:12, 1, 31) 117, (4:7, 6, 2) 250
- Túneles en tierra, (8:7, 7, —) 464
- Túneles en roca, (8:7, 8, —) 466
- Túneles, presión lateral en los, (8:7, 4, —) 461
- Túneles, presión de la roca en el revestimiento de los, (F. 8:31) 471
- Turba, (2:4, 3, 2) 83, (2:12, 1, 33) 117
- Turba, depósitos de, (2:3, 3, 3) 77
- TURNBULL, W. J., (R. 5:13) (C. 11, 4) 316, 656
- U. S. BUREAU OF RECLAMATION, (C. 11, 6) 656
- Vapor de agua, movimiento del, (4:4, 3, —) 230
- VARNES, D. J., (R. 2:16) 118
- Vermiculita, (1:5, 6, 2) 38
- VESIC, A. S., (R. 9:18) 536, (C. 9, 4) 537, (R. 10:7) 610
- Vibroflotación, (5:4, 8, 16) 287
- Vigas transversales, (10:11, 1, 5) 609
- Voladura para la construcción de terraplenes, (11:4, 2, 3) 638
- WALKER, F. G., (R. 5:12) 315
- WARD, W., (R. 9:20) 537
- WARKENTIN, B. P., (R. 3:12) 201
- WEAVER, C. E., (R. 11:21) 657
- Westergaard, fórmula de, (9:3, 3, 5) 490
- WESTERGAARD, H. M., (R. 9:8) 536
- WHITE, L., (10:11, 1, 8) 609
- WHITMAN, R. V., (C. 1, 4) 62, (C. 3, 9) 202, (R. 9:24) 537, (R. 11:4) 656, (R. 11:6) 656
- WILLIAMS, N. F., (R. 4:4) 251
- WILSON, S. D., (R. 10:5) 610
- WINTERKORN, H. F., (R. 5:15) 316
- WOODWARD, R. W., (R. 7:8) 413, (R. 11:12) 656, (R. 11:9) 656
- WU, T. H., (R. 3:9) 200
- YODER, E. J., (R. 5:29) 317
- YONG, R. N., (C. 1, 1) 62, (R. 3:12) 201
- ZANGER, C. N., (C. 4, 3) 252
- Zanjas, (4:6, 4, 1) 237, (8:7, 5, —) 462
- Zanjas rellenas de pasta de arcilla, (8:5, 2, 7) 442
- ZEEVAERT, L., (R. 10:14) 611
- ZIENKIEWICZ, O. C., (R. 7:6) 413

Esta obra se terminó de imprimir el día
30 de abril de 1972, en los talleres de
Programex Editora, S. A., Comonfort 58-6,
México 2, D. F.

La edición consta de 5,000 ejemplares
y sobrantes para reposición

KE-85